PGS. TS. NGUYỄN BÁ KẾ

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG HỐ MÓNG SÂU

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2010

LỜI TỰA

Nhu cầu khai thác không gian dưới mặt đất trong xây dựng công trình, nhất là ở các đô thị lớn, ngày càng nhiều do cần tiết kiệm đất đai, do yêu cầu thông thường của thành phố hiện đại và cũng do sự cần ứng phó các tình trạng khẩn cấp trong phòng vệ dân sự.

Những công trình hoặc một phần công trình loại này thường được đặt sâu vào trong nền đất, ngoài phải chịu những tác động như những công trình đặt trên mặt đất còn phải chịu những tác động đặc biệt của môi trường đất xung quanh. Phương diện thiết kế, nhất là phương diện thi công chúng, cần có những xem xét, nghiên cứu riêng biệt.

Hiện nay ở nước ta còn thiếu nhiều tài liệu chuyên khảo viết về thiết kế và thi công loại công trình hay bộ phận ngầm nằm dưới mặt đất, sau đây để đơn giản, gọi là công trình ngầm.

*Trong nhiều công việc kĩ thuật liên quan đến công trình ngầm, quyển sách này chỉ đề cập đến một vấn đề nhỏ trong quá trình xây dựng công trình ngầm, đó là "**Thiết kế và thi công hố móng sâu**", vấn đề mà trong các giáo trình nền móng của các trường đại học kĩ thuật bị xem khá nhẹ. Hơn nữa sách chuyên khảo tương đối tập trung lại càng thiếu vắng nên không ít cán bộ thiết kế và thi công hố móng sâu gặp nhiều bỡ ngỡ trong công tác thực tế của mình khi xây dựng các công trình kĩ thuật khác như các hầm ngầm chui qua đường phố, các đường ống kĩ thuật chung đặt sâu dưới đất trong thành phố hay trong khu công nghiệp hoặc gara ôtô ngầm, tổ hợp dịch vụ nằm dưới mặt đất v.v... Đó chính là đối tượng công trình mà quyển sách này muốn hướng tới để đáp ứng.*

Vì đây có thể là tài liệu chuyên khảo đầu tiên thuộc loại này ở nước ta nên người viết cố gắng trình bày tương đối tổng hợp và buộc nó phải chứa đựng rất nhiều vấn đề kĩ thuật, mà ở nước ngoài, mỗi chương như vậy đã cần một hay nhiều quyển trình bày. Vì vậy, người sử dụng có thể đọc nó theo chương mà mình quan tâm, tuy nhiên không nên bỏ qua các chương từ mở đầu đến chương 3, do đây có thể xem như phần "đầu vào" cho các chương tiếp theo.

Có thể có một số phần nói hơi sâu về cơ chế tương tác giữa đất và kết cấu chắn giữ, viết hơi kĩ về cách diễn toán v.v... do đó, để thực dụng, tác giả đều có trình bày những phân tích tính toán cho một vài công trình thực tế, mà người

đọc có thể xem như cách thực hành cho mình khi có thể bỏ qua các phần lí thuyết trước đó. Tuy nhiên, một số bài toán tính kết cấu chắn giữ đã cố gắng dẫn dắt đến các ma trận tương ứng mà dựa vào đó người thiết kế có thể xây dựng phần mềm thích hợp để tính toán cho đơn vị hoặc công ty của mình. Song, với cách nhìn xa hơn và tiếp cận với tính toán hiện đại hơn, trong sách và nhất là ở phụ lục cuối sách, đã trình bày cách sử dụng phần mềm PLAXIS (Hà Lan) hiện có tính thương mại rộng rãi và tương đối hoàn thiện hơn so với các phần mềm khác để phục vụ cho việc tính toán công trình ngầm nói chung và tính toán hố móng sâu nói riêng.

Như bản thân tên sách đã tự nói, muốn giải quyết vấn đề này cần có kiến thức tương đối tốt của 3 lĩnh vực: kết cấu, nền móng và môi trường địa kĩ thuật. Bài toán sẽ trở nên phức tạp và có yêu cầu kĩ thuật cao hơn khi nó được thi công trong những khu vực chật hẹp của đô thị vì ở đó, hố móng dự định thi công có thể đặt gần những công trình kĩ thuật đô thị đã xây trước đó (đường ống/cống cấp thoát nước, đường cáp điện động lực hoặc điện thông tin...), cũng rất có thể ở gần những công trình lịch sử, gần bảo tàng v. v... mà việc gây ảnh hưởng xấu đến chúng (lún, chuyển vị ngang, nghiêng...) do việc đào hố móng gây ra là không cho phép. Do đó, người thiết kế và thi công phải tìm cách dự tính những chuyển vị của đất, của công trình quanh hố móng và trong nhiều trường hợp, phải thực hiện những quan trắc cần thiết để kiểm soát quá trình thi công. Trong chương 10 và chương 12 đã cố gắng trình bày vấn đề này mà với quan điểm và khái niệm của địa kĩ thuật hiện đại, gần đây trong không nhiều tài liệu nước ngoài đã bắt đầu viết về chúng.

Để tránh hay hạn chế những sai sót hoặc sự cố xảy ra trong lúc thiết kế và thi công hố móng sâu cần phải thoả mãn các yêu cầu chung nhất sau đây theo tổng kết kinh nghiệm của thế giới:

– Thu thập đầy đủ những dự kiện thiết kế;

– Thiết kế phải do những chuyên gia thành thạo thực hiện;

– Xác lập sự liên hệ chặt chẽ giữa người khảo sát, thiết kế và thi công

– Thực hiện việc kiểm tra cần thiết tại nhà máy và trên hiện trường;

– Công tác thi công sẽ thực hiện bởi những người đã được đào tạo;

– Những vật liệu sử dụng phải thoả mãn những điều kiện kĩ thuật;

– Công trình sẽ được sử dụng bình thường;

– Công trình sẽ được khai thác trong những điều kiện mà thiết kế đã dự kiến.

Về mặt thiết kế kết cấu chắn giữ hố móng và nền của nó phải tính theo 2 nhóm trạng thái giới hạn sau đây:

Nhóm 1 cần thoả mãn về:

– Ổn định vị trí của tường, chống trượt, lật, xoay;

– Ổn định sức chịu tải và ổn định cục bộ của nền;

– Cường độ của các cấu kiện và mối nối;

– Sức chịu tải và độ bền của kết cấu neo;

– Ổn định và độ bền của kết cấu thanh chống;

– Ổn định thấm của nền.

Nhóm 2 cần thoả mãn về:

– Tính theo biến dạng nền, tường chắn và cấu kiện của nó;

– Tính các cấu kiện của kết cấu tường theo sự phát triển nứt;

– Ổn định của thành hố đào khi làm tường trong đất;

– Kể đến ảnh hưởng của hố đến công trình ở gần.

Về mặt thi công chú ý đến:

– Đặc điểm công nghệ và trình tự thi công, thao tác;

– Bơm hút nước, neo đất, kết cấu thanh chống;

– Khả năng thay đổi các đặc trưng cơ lí của đất có liên quan đến quá trình khoan, đóng và các tác động công nghệ khác;

– Sự cần thiết kết cấu chắn giữ chống thấm nước;

– Sự cần thiết dùng các giải pháp kết cấu để giảm áp lực lên tường chắn (cấu kiện giải toả tải trọng, vải địa kĩ thuật, đất có cốt...).

Một số hiểu biết chung nhất và trước tiên vừa nêu trên với ý là: muốn giải quyết tốt vấn đề mà quyển sách này đề cập thì người sử dụng phải có kiến thức khái quát với những thông tin liên quan cần thiết, cho nên sẽ không sợ bị coi là nói sớm do nó được nhắc ngay ở "lời tựa" này.

Việc thi công các kết cấu chắn giữ hố móng là rất đa dạng, vì nó phụ thuộc vào những điều kiện cụ thể và thiết bị cũng được hoàn thiện ngày càng tốt hơn. Vì vậy, sách này chỉ trình bày những yêu cầu chủ yếu cũng như trình tự công nghệ thi công chính mà người kỹ sư cần nắm vững. Ở đây cần nhấn mạnh rằng không có loại công trình xây dựng nào mà các khâu từ khảo sát, thiết kế, thi công và quan trắc lại có yêu cầu gắn bó chặt chẽ như đối với công trình chắn giữ hố móng.

Những vấn đề của sách khá rộng và rất phức tạp nhưng nhiều lí thú, một số đề tài nghiên cứu gần đây của một số viện hoặc một vài luận văn thạc sĩ hoặc tiến sĩ trong nước vừa được bảo vệ... đã thôi thúc tác giả biên soạn cuốn

sách này với hi vọng nó sẽ đáp ứng một phần nhu cầu của công tác thiết kế, thi công và đào tạo ở nước ta.

Quyển sách này không thể đến tay bạn đọc được nếu nó không có sự trợ giúp của thạc sĩ kĩ thuật Nguyễn Việt Tuấn trong nhiều chương, nhất là đã biên soạn chương 10 và phụ lục; nếu nó không được liên tục cung cấp tài liệu, nhất là tài liệu Trung Quốc từ kiến trúc sư Nguyễn Hiển; và cuối cùng là nhờ sự biên tập rất cẩn thận và chu đáo trên một bản thảo còn ngổn ngang công việc của Nhà xuất bản Xây dựng.

Lòng biết ơn của chúng ta nên hướng về họ. Phần mình, chắc tác giả chỉ là người chấp bút và chắc sẽ có nhiều bổ sung, sửa đổi tốt hơn nhờ sự đóng góp của bạn đọc xa gần nếu có dịp may được tái bản.

Tác giả

MỞ ĐẦU

0.1. LỜI DẪN

Hầu như các thành phố lớn trên thế giới, do cần tiết kiệm đất đai và giá đất ngày càng cao, nên đã tìm cách cải tạo hoặc xây mới các đô thị của mình với ý tưởng chung là triệt để khai thác và sử dụng không gian dưới mặt đất cho nhiều mục đích khác nhau về kinh tế, xã hội, văn hoá môi trường và có khi cả cho phòng vệ dân sự nữa.

Một số ngành công nghiệp do yêu cầu của dây chuyền công nghệ (như nhà máy luyện kim, cán thép, làm phân bón, sản xuất vật liệu xây dựng v.v...) cũng đã đặt một phần không nhỏ dây chuyền đó nằm sâu dưới mặt đất.

Các trạm bơm lớn, công trình thuỷ lợi hay thuỷ điện cũng cần đặt sâu vào lòng đất nhiều bộ phận chức năng của mình với diện tích đến hàng vài chục ngàn mét vuông và sâu đến hàng trăm mét.

Việc xây dựng các loại công trình nói trên theo xu thế hiện nay dẫn đến xuất hiện hàng loạt kiểu hố móng sâu khác nhau mà để thực hiện chúng, người thiết kế và thi công cần có những biện pháp chắn giữ để bảo vệ thành vách hố và công nghệ đào thích hợp về mặt kĩ thuật - kinh tế cũng như an toàn về môi trường và không gây ảnh hưởng xấu đến công trình lân cận đã xây dựng trước đó.

Loại công trình xây dựng hạ tầng cơ sở đô thị thường gặp hố hoặc hào đào sâu, từ đơn giản đến phức tạp, như:

- Hệ thống cấp thoát nước;

- Hệ thống bể chứa và xử lí nước thải;

- Ống góp kĩ thuật chung (collector), trong đó đặt các đường ống cấp nước, khí đốt, điện động lực, cáp thông tin;

- Nút vượt ngầm cho người đi bộ hoặc phương tiện giao thông nhẹ (kết hợp các ki-ốt, thương mại, dịch vụ...);

- Bãi đậu xe, gara ôtô, kho hàng;

- Ga và đường tàu điện ngầm, đường ôtô cao tốc;

- Văn phòng giao dịch, cung hội nghị, khu triển lãm khổng lồ, trung tâm thương mại...;

- Tầng hầm kĩ thuật hoặc dịch vụ dưới các nhà cao tầng;

- Công trình phòng vệ dân sự;

- v.v...

Hướng xây dựng "thành phố theo chiều thẳng đứng" rất ưu việt trong những thập niên tới. Nhật Bản xem hướng phát triển đô thị bằng cách đi sâu vào lòng đất là một trong những biện pháp giải toả sự đông đúc mật độ dân cư của họ cùng với 2 giải pháp

khác là lên cao và lấn biển (theo Japan Construction Today, 1995). Ở Tokyo đã có quy định khi xây nhà cao tầng phải có ít nhất 5 đến 8 tầng hầm. Ở Thượng Hải (Trung Quốc) thường thấy có 2 - 3 tầng hầm dưới mặt đất ở các nhà cao tầng, có nhà đã thiết kế đến 5 tầng ngầm, kích thước mặt bằng lớn nhất đã đến 274 × 187m, diện tích khoảng 51.000m^2, hố móng sâu nhất tới 32m.

Một gara lớn có kích thước 156 × 54 × 27m gồm 7 tầng, được xây dựng đầu tiên ở Matxcova, gần khu triển lãm thành tựu kinh tế quốc dân (VDNK) có sức chứa 2000 ôtô con (nếu đặt trên mặt đất cần đến 50.000m^2). Để xây dựng công trình này người ta đã đào 274.000m^3 đất, 4000m^3 bêtông đổ tại chỗ và 19.500m^3 bêtông cốt thép đúc sẵn. Các tường chịu lực được xây dựng trong 6 tháng bằng phương pháp "tường trong đất" với tổng số công lao động 34,5 ngàn người/ngày và giá thành 1,4 triệu rup (giá trước năm 1983).

Ở Genève (Thuy Sĩ) xây dựng bằng phương pháp giếng chìm một gara ngầm 7 tầng, hình tròn cho 530 ôtô con, đường kính gara 57m, sâu 28m, sàn trên cùng cách mặt đường phố 3 mét. Các tầng được xếp theo đường xoắn ốc với độ nghiêng không lớn lắm. Giếng chìm được hạ dần vào trong đất bằng phương pháp "áo sét xúc biến".

Một giếng chìm có kết cấu thành mỏng, gồm nhiều đoạn đúc sẵn có đường kính 37,8m, sâu 57,8m đã hạ vào trong lớp đất có điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn hết sức phức tạp, vào năm 1972 ở thành phố Mikhailovski (Nga).

Trong những năm gần đây ở nước ta, tại các thành phố lớn như Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh cũng bắt đầu sử dụng các tầng hầm dưới các nhà cao tầng với hố đào có chiều sâu đến hàng chục mét và chiều sâu của tường trong đất đến trên 40m, tổng số có đến trên 10 công trình.

Ví dụ như Harbour View Tower (Thành phố Hồ Chí Minh) gồm 19 tầng lầu và 2 tầng hầm, có hố móng sâu đến 10m, đã dùng tường trong đất sâu 42m, dày 0,6m với tổng diện tích tường đến 3200m^2 để vây quanh mặt bằng móng 25 × 27m. Trụ sở Vietcombank Hà Nội cao 22 tầng và 2 tầng hầm có hố móng sâu 11m cũng dùng tường trong đất sâu 18m, dày 0,8m với tổng diện tích tường 2500m^2 kết hợp với 101 chiếc neo đất đặt ở 2 cao trình +8,7m và +4,2m so với cao trình +11m của mặt đất tự nhiên.

Trong xây dựng công nghiệp như ở Nhà máy Apatit Lao Cai, Nhà máy Ximăng Bỉm Sơn hay Nhà máy Nhiệt điện Phả Lại đã có những kho, hầm hay tuynen vận chuyển nguyên liệu đặt sâu trong đất từ 4 - 5 mét đến trên 20 mét.

0.2. ĐẶC ĐIỂM CỦA CÔNG TRÌNH HỐ MÓNG

Công trình hố móng có nhiều đặc điểm, khái quát lại như sau:

(1) Công trình hố móng là một loại công việc tạm thời, sự dự trữ về an toàn có thể là tương đối nhỏ nhưng lại có liên quan với tính địa phương, điều kiện địa chất của mỗi vùng khác nhau thì đặc điểm cũng khác nhau. Công trình hố móng là một khoa học đan xen giữa các khoa học về đất đá, về kết cấu và kĩ thuật thi công; là một loại công

trình mà hệ thống chịu ảnh hưởng đan xen của nhiều nhân tố phức tạp; và là ngành khoa học kĩ thuật tổng hợp đang còn chờ phát triển về mặt lí luận.

(2) Do hố móng là loại công trình có giá thành cao, khối lượng công việc lớn, là trọng điểm tranh giành của các đơn vị thi công, lại vì kĩ thuật phức tạp, phạm vi ảnh hưởng rộng, nhiều nhân tố biến đổi, sự cố hay xảy ra, là một khâu khó về mặt kĩ thuật, có tính tranh chấp trong công trình xây dựng. Đồng thời cũng là trọng điểm để hạ thấp giá thành và bảo đảm chất lượng công trình.

(3) Công trình hố móng đang phát triển theo xu hướng độ sâu lớn, diện tích rộng, có cái chiều dài chiều rộng đạt tới hơn trăm mét, quy mô công trình cũng ngày càng tăng lên.

(4). Theo đà phát triển cải tạo các thành phố cũ, các công trình cao tầng, siêu cao tầng chủ yếu của các thành phố lại thường tập trung ở những khu đất nhỏ hẹp, mật độ xây dựng lớn, dân cư đông đúc, giao thông chen lấn, điều kiện để thi công công trình hố móng đều rất kém. Lân cận công trình thường có các công trình xây dựng vĩnh cửu, các công trình lịch sử, nghệ thuật bắt buộc phải được an toàn, không thể đào có mái dốc, yêu cầu đối với việc ổn định và khống chế chuyển dịch rất là nghiêm ngặt.

(5) Tính chất của đất đá thường biến đổi trong khoảng khá rộng, điều kiện ẩn dấu của địa chất và tính phức tạp, tính không đồng đều của điều kiện địa chất thuỷ văn thường làm cho số liệu khảo sát có tính phân tán lớn, khó đại diện được cho tình hình tổng thể của các tầng đất, hơn nữa, tính chính xác cũng tương đối thấp, tăng thêm khó khăn cho thiết kế và thi công công trình hố móng.

(6) Đào hố móng trong điều kiện đất yếu, mực nước ngầm cao và các điều kiện hiện trường phức tạp khác rất dễ sinh ra trượt lở khối đất, mất ổn định hố móng, thân cọc bị chuyển dịch vị trí, đáy hố trồi lên, kết cấu chắn giữ bị dò nước nghiêm trọng hoặc bị chảy đất... làm hư hại hố móng, uy hiếp nghiêm trọng các công trình xây dựng, các công trình ngầm và đường ống ở xung quanh.

(7) Công trình hố móng bao gồm nhiều khâu có quan hệ chặt chẽ với nhau như chắn đất, chống giữ, ngăn nước, hạ mực nước, đào đất... trong đó, một khâu nào đó thất bại sẽ dẫn đến cả công trình bị đổ vỡ.

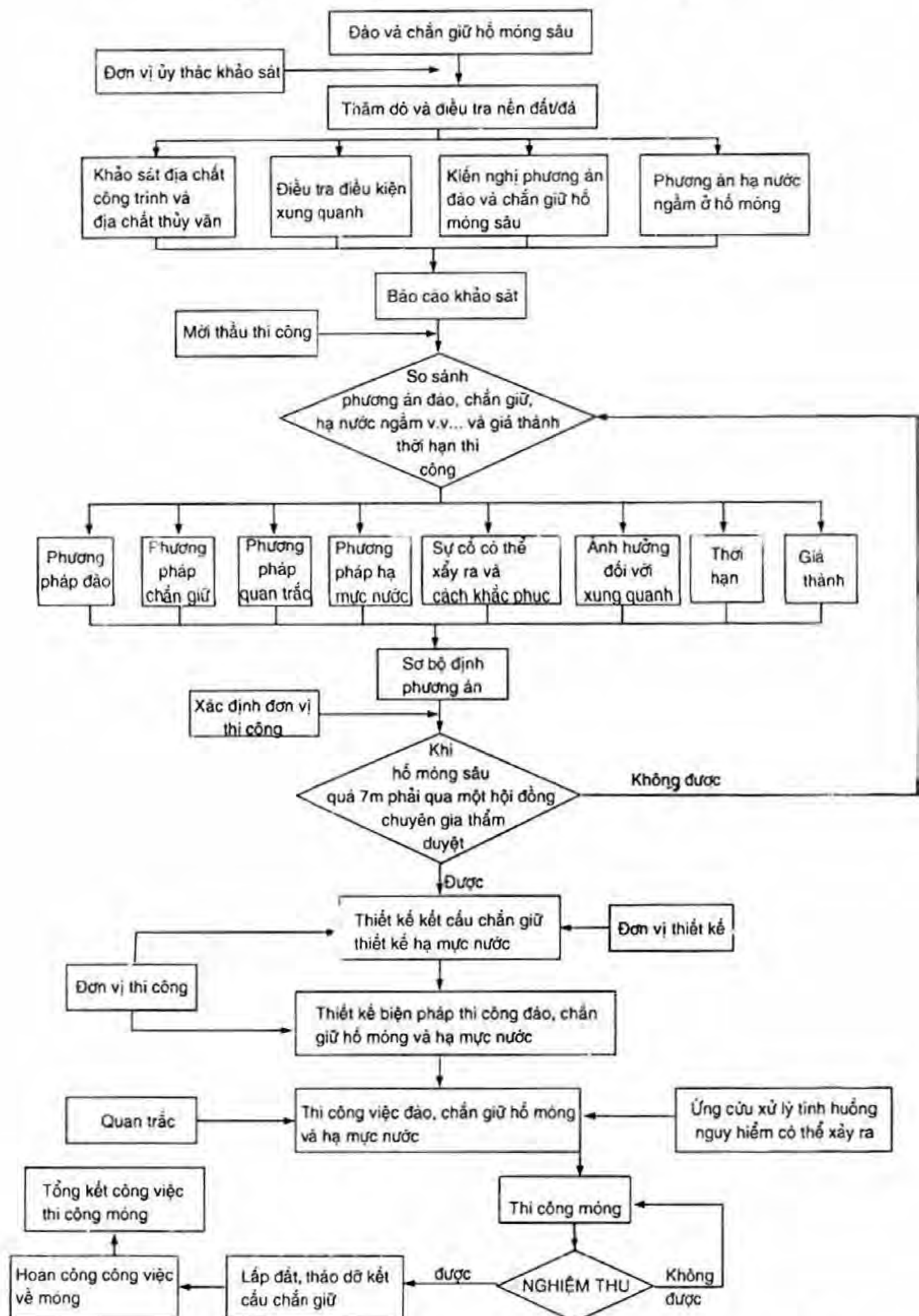
(8) Việc thi công hố móng ở các hiện trường lân cận như đóng cọc, hạ nước ngầm, đào đất... đều có thể sinh ra những ảnh hưởng hoặc khống chế lẫn nhau, tăng thêm các nhân tố để có thể gây ra sự cố.

(9) Công trình hố móng có giá thành khá cao, nhưng lại chỉ là có tính tạm thời nên thường là không muốn đầu tư chi phí nhiều. Nhưng nếu để xảy ra sự cố thì xử lí sẽ vô cùng khó khăn, gây ra tổn thất lớn về kinh tế và ảnh hưởng nghiêm trọng về mặt xã hội.

(10) Công trình hố móng có chu kì thi công dài, từ khi đào đất cho đến khi hoàn thành toàn bộ các công trình kín khuất ngầm dưới mặt đất phải trải qua nhiều lần mưa to, nhiều lần chất tải, chấn động, thi công có sai phạm v.v... tính ngẫu nhiên của mức độ an toàn tương đối lớn, sự cố xảy ra thường là đột biến.

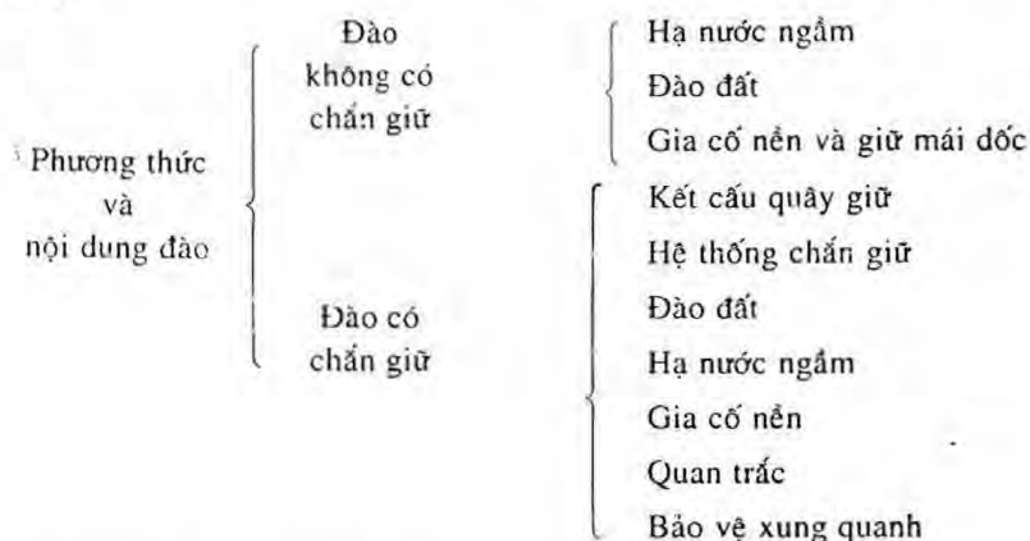
0.3. PHÂN LOẠI ĐÀO HỐ MÓNG SÂU, NỘI DUNG VÀ TRÌNH TỰ CÔNG VIỆC

Căn cứ vào điều kiện hiện trường, phương pháp thi công đào hố, hố móng sâu có thể chia thành loại đào không có chắn giữ và loại đào có chắn giữ (hình 0.2).



Hình 0.1: Sơ đồ về lộ trình của công tác thiết kế và thi công hố móng sâu

Nội dung và trình tự công việc đào và chắn giữ hố móng sâu được trình bày trong sơ đồ ở hình 0.1.



Hình 0.2: Sơ đồ phân loại hố móng sâu theo phương thức đào

0.4. NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ VÀ PHÂN LOẠI KẾT CẤU CHẮN GIỮ

Ranh giới phân biệt giữa hố móng nông và hố móng sâu không có quy định rõ rệt, có người cho là quá 5m coi là hố móng sâu, còn trong thực tế thì thường lấy 6m làm ranh giới giữa hố móng nông với hố móng sâu là tương đối phù hợp. Có khi độ sâu hố móng ít hơn 5m nhưng phải đào trong đất có điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn phức tạp cũng phải ứng xử như đối với hố móng sâu.

Cuốn sách này chủ yếu giới thiệu về thiết kế và thi công hệ kết cấu chắn giữ trong hố móng sâu, bao gồm việc thiết kế và thi công hệ thống kết cấu tường (cọc) quây giữ có chịu áp lực của nước đất, chắn giữ (hoặc thanh neo đất), trụ với thanh cài, màng chống thấm v.v...

0.4.1 Nguyên tắc thiết kế

Nguyên tắc thiết kế kết cấu chắn giữ là:

1) An toàn tin cậy: Đáp ứng yêu cầu về cường độ bản thân, tính ổn định và sự biến dạng của kết cấu chắn giữ, đảm bảo an toàn cho công trình ở xung quanh;

2) Tính hợp lí về kinh tế: Dưới tiền đề là bảo đảm an toàn, tin cậy cho kết cấu chắn giữ, phải xác định phương án có hiệu quả kinh tế kĩ thuật rõ ràng trên cơ sở tổng hợp các mặt thời gian, vật liệu, thiết bị, nhân công và bảo vệ môi trường xung quanh;

3) Thuận lợi và bảo đảm thời gian cho thi công: Trên nguyên tắc an toàn tin cậy và kinh tế hợp lí, đáp ứng tối đa những điều thuận lợi cho thi công (như bố trí chắn giữ hợp lí, thuận tiện cho việc đào đất), rút ngắn thời gian thi công.

Kết cấu chắn giữ thường chỉ có tính tạm thời, khi móng thi công xong là hết tác dụng. Một số vật liệu làm kết cấu chắn giữ có thể được sử dụng lại, như cọc bản thép và những phương tiện chắn giữ theo kiểu công cụ. Nhưng cũng có một số kết cấu chắn giữ được chôn lâu dài ở trong đất như cọc tấm bằng BTCT, cọc nhồi, cọc trộn ximăng đất và tường liên tục trong đất. Cũng có cả loại trong khi thi công móng thì làm kết cấu chắn giữ hố móng, thi công xong sẽ trở thành một bộ phận của kết cấu vĩnh cửu, làm thành tường ngoài các phòng ngầm kiểu phức hợp như tường liên tục trong đất.

0.4.2. Đặc điểm thiết kế

Đặc điểm của công tác thiết kế công trình chắn giữ hố móng là:

(1) Tính không xác định của ngoại lực: ngoại lực tác dụng lên các kết cấu chắn giữ (áp lực chủ động và bị động của đất và áp lực nước) sẽ thay đổi theo điều kiện môi trường, phương pháp thi công và giai đoạn thi công;

(2) Tính không xác định của biến dạng: Khống chế biến dạng là điều quan trọng trong thiết kế kết cấu chắn giữ nhưng lại có nhiều nhân tố ảnh hưởng đến lượng biến dạng này như là: độ cứng của tường vây, cách bố trí tay chống (hoặc neo) và đặc tính mang tải của cấu kiện, tính chất đất nền, sự thay đổi của mực nước dưới đất, chất lượng thi công, trình độ quản lí ngoài hiện trường...;

(3) Tính chất không xác định của đất: tính chất không đồng nhất của đất nền (hoặc của lớp đất) và chúng cũng không phải là số không đổi, hơn nữa lại có những phương pháp xác định khác nhau (như cắt không có và có thoát nước...) tuỳ theo mẫu lấy ở những vị trí và giai đoạn thi công không giống nhau của hố móng, tính chất đất cũng thay đổi, sự tác dụng của đất nền lên kết cấu chắn giữ hoặc lực chắn giữ của nó cũng theo đó mà thay đổi;

(4) Những nhân tố ngẫu nhiên gây ra sự thay đổi: những thay đổi ngoài ý muốn của sự phân bố áp lực đất trên hiện trường thi công, sự không nắm vững những chướng ngại vật trong lòng đất (ví dụ tuyến đường ống đã cũ nát), những thay đổi của môi trường xung quanh... đều có ảnh hưởng đến việc thi công và sử dụng hố đào sâu một cách bình thường.

Do những nhân tố khó xác định chính xác nói trên nêu một xu hướng mới trong thiết kế hố đào là theo lí thuyết phân tích độ rủi ro (Malcolm Puller, 1996).

Casagrande nhấn mạnh rằng các rủi ro được tổng kết từ nhiều dự án, sự tồn tại của chúng phải được thừa nhận, và đang từng bước sử dụng để diễn tả một sự cân bằng giữa tính kinh tế và sự an toàn; các rủi ro này phải được xem xét một cách có hệ thống. Casagrande định nghĩa "rủi ro tính toán" gồm hai thành phần:

a) Việc sử dụng những kiến thức chưa hoàn chỉnh, các chỉ dẫn đánh giá và kinh nghiệm để dự tính phạm vi có thể với liều lượng thích hợp để đưa vào giải quyết vấn đề.

b) Các quyết định, trong phạm vi phù hợp về an toàn hoặc mức độ rủi ro, được kể tới trong các yếu tố kinh tế và mức độ của tổn thất từ các phá hoại.

Casagrande không định lượng các rủi ro. Sau đó, Whitman đã chỉ ra những ưu điểm đáng quan tâm của lí thuyết độ tin cậy và xác suất, nhưng nhấn mạnh rằng việc sử dụng những lí thuyết như vậy không thể thay thế được cho các đo đạc vật lí và các phân tích công trình. Cuối cùng, Whitman cho rằng sự thoả mãn các giá trị về rủi ro sẽ được trả lời theo 2 cách:

a) Nếu xác suất phá hoại tương đối lớn (0,05 hoặc hơn) dưới tải trọng thiết kế cho phép, rủi ro này có thể được đánh giá (bằng lí thuyết độ tin cậy) với độ chính xác đủ để tạo ra các quyết định. Trạng thái này chỉ được áp dụng khi quan tâm tới tổn thất về kinh tế và không an toàn.

b) Nếu xác suất phá hoại rất nhỏ (nhỏ hơn 0,001) dưới tải trọng thiết kế cho phép, rủi ro này không thể đánh giá được bằng phân tích. Mặc dù vậy, việc tạo ra một giá trị thông thường của xác suất phá hoại có thể được trợ giúp nhiều từ các hiểu biết về rủi ro và những gì tốt nhất có thể làm để giảm thiểu chúng.

Việc thiết kế nhiều dự án về hố đào sâu phải nằm trong dạng thứ hai khi chấp nhận xác suất phá hoại phải rất nhỏ bởi các rủi ro trong đời sống.Whitman đã minh hoạ trong các bài báo của ông các ứng dụng lí thuyết độ tin cậy để kiểm tra một cách có hệ thống và các lỗi ngẫu nhiên khi đánh giá các rủi ro trong ổn định mái dốc, các yếu tố an toàn trong phân tích rủi ro của sự hoá lỏng và việc sử dụng kĩ thuật phân tích hệ thống để định lượng rủi ro trong một số dự án. Các ví dụ về đánh giá rủi ro đã được tiến hành cho một dự án xây dựng công nghiệp để cho khả năng hoá lỏng tiềm ẩn của cát và cho việc thi công đập đất.

Hoeg và Muraka đã xem xét việc thiết kế thông thường một tường chắn trọng lực đơn giản và tiến hành một phân tích thống kê về tường cho thiết kế. Đối với các đặc tính của đất và chiều cao lớp đất lấp, thiết kế này đã sử dụng các hệ số an toàn là 1,9; 3,7 và 1,6 để chống lật, sức chịu tải phá hoại và trượt, mặc dù với những giá trị an toàn này, phân tích thống kê đưa ra xác suất phá hoại tương ứng là 1/10000, 13/1000 và 3/1000. Xác suất về phá hoại khả năng chịu tải là đặc biệt cao và sự khác biệt lớn cũng được thấy trong xác suất phá hoại giữa các dạng phá hoại. Ví dụ này cho thấy các hệ số an toàn thông thường có thể dễ dàng sai lệch.

Hoeg và Muraka sau đó đã thiết kế lại tường trọng lực này sử dụng các phương pháp xác suất, tính giá thành ban đầu, giá thành thi công, giá thành thiệt hại và xác suất phá hoại do lật, quá sức chịu tải và trượt, để xác định tổng giá thành cần thiết. Thiết kế tối ưu này là hệ thống với tổng giá thành cần thiết là nhỏ nhất.

Dự định chủ yếu của Whitman và Hoeg, Muraka là cung cấp một mô hình cho việc thiết kế theo xác suất bằng các phương pháp tương tự, cho các kết cấu phức tạp hơn như các tường có giằng và neo, mặc dù có tính lôgic trong lập luận của họ nhưng chỉ có một ít trường hợp cho thấy những phương pháp như vậy chỉ có thể được tiến hành khi người thiết kế chấp nhận.

0.4.3. Phân loại tường vây hố móng

Tường quây giữ có các loại chủ yếu sau đây:

(1) Tường chắn bằng ximăng đất trộn ở tầng sâu: Trộn cưỡng chế đất với ximăng thành cọc ximăng đất, sau khi đóng rắn lại sẽ thành tường chắn có dạng bản liền khối đạt cường độ nhất định, dùng để đào loại hố móng có độ sâu 3 - 6m;

(2) Cọc bản thép: dùng thép máng thép sấp ngửa móc vào nhau hoặc cọc bản thép khoá miệng bằng thép hình với mặt cắt chữ U và chữ Z. Dùng phương pháp đóng hoặc rung để hạ chúng vào trong đất, sau khi hoàn thành nhiệm vụ chắn giữ, có thể thu hồi sử dụng lại, dùng cho loại hố móng có độ sâu từ 3 - 10m;

(3) Cọc bản bêtông cốt thép: cọc dài 6 - 12m, sau khi đóng cọc xuống đất, trên đỉnh cọc đổ một dầm vòng bằng bêtông cốt thép đặt một dãy chắn giữ hoặc thanh neo, dùng cho loại hố móng có độ sâu 3 - 6m;

(4) Tường chắn bằng cọc khoan nhồi: đường kính ϕ600 - 1000mm, cọc dài 15 - 30m, làm thành tường chắn theo kiểu hàng cọc, trên đỉnh cũng đổ dầm vòng bằng BTCT, dùng cho loại hố móng có độ sâu 6 - 13m;

(5) Tường liên tục trong đất: sau khi đào thành hào móng thì đổ bêtông, làm thành tường chắn đất bằng bêtông cốt thép có cường độ tương đối cao, dùng cho hố móng có độ sâu 10m trở lên hoặc trong trường hợp điều kiện thi công tương đối khó khăn.

(6) Giếng chìm và giếng chìm hơi ép: trên mặt đất hoặc trong hố đào nông có nền được chuẩn bị đặc biệt ta làm tường vây của công trình để hở phía trên và phía dưới. Phía bên trong công trình (trong lòng của giếng) đặt các máy đào đất, phía bên ngoài thì có cần trục để chuyển đất đào được ra khỏi giếng. Cũng có thể đào đất bằng phương pháp thuỷ lực. Dưới tác dụng của lực trọng trường (trọng lượng bản thân của giếng) công trình sẽ hạ sâu vào đất. Để giảm lực ma sát ở mặt ngoài giếng có thể dùng phương pháp xói thuỷ lực, làm lớp vữa sét quanh mặt ngoài giếng và đất, sơn lên mặt ngoài lớp sơn chống ma sát v.v...

Sau khi giếng đã hạ đến độ sâu thiết kế sẽ thi công bịt đáy và làm các kết cấu bên trong từ dưới lên trên: cột, sàn, móng thiết bị, bunke v.v...

Giếng chìm hơi ép: trên mặt đất làm một hộp kín với nắp là sàn giếng và đáy dưới nằm sát phần đáo của chân giếng, trong đó có lắp ống lên xuống và thiết bị điều chỉnh áp suất không khí; bên cạnh có trạm khí nén và máy bơm. Đất đào được trong giếng sẽ đưa lên mặt đất qua ống lên xuống và thiết bị điều chỉnh áp suất không khí nói trên. Trong không gian công tác của giếng chìm hơi ép được bơm khí nén tới áp lực bằng áp lực thuỷ tĩnh và nhờ vậy mà công tác đào đất sẽ khô ráo. Cùng với hộp kín đi sâu vào đất ta thi công tiếp phần kết cấu nằm phía trên hộp kín nói trên. Phương pháp giếng chìm hơi ép thường dùng trong đất yếu có mực nước ngầm cao, dòng chảy mạnh, ở những nơi ngập nước, tức là trong những trường hợp việc thoát nước là khó khăn và không hợp lí về mặt kinh tế, và chỉ ở độ sâu 30 - 35m vì không thể công tác ở áp suất 3,0 - 3,5atm.

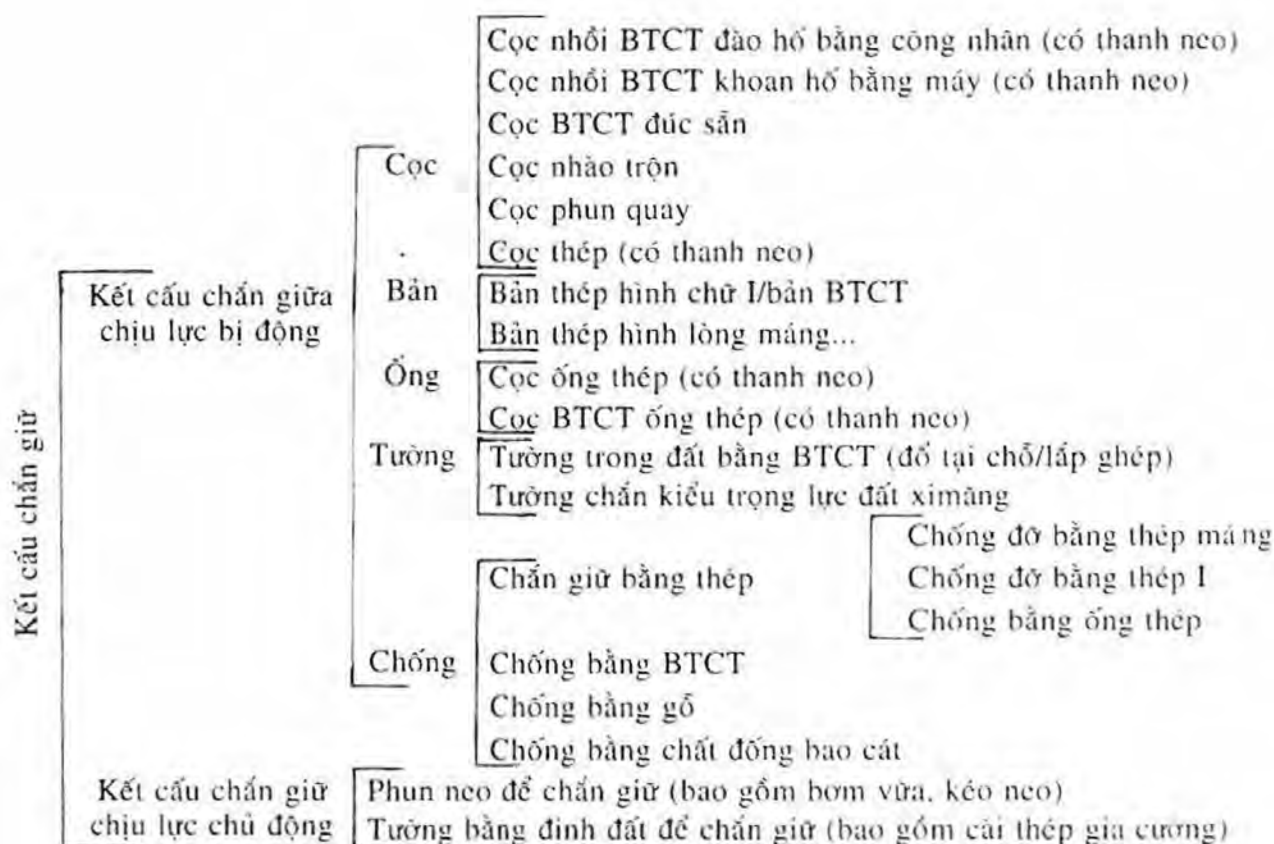
Kết cấu chắn giữ hố móng sâu có thể phân loại theo:

- Phương thức đào hố móng (hình 0.3);
- Đặc điểm chịu lực (hình 0.4);
- Chức năng kết cấu (hình 0.5

Phương thức đào hố

- (A) Đào hố không có chắn giữ
  - Đào thẳng đứng
  - Đào có dốc
    - Đào có dốc khi không có nước ngầm
    - Đào có dốc thoát nước bằng máng hở
    - Đào có dốc khi hạ mực nước bằng giếng
- (B) Đào hố có chắn giữ
  - Đào kiểu con sơn
  - (Có neo kéo, không có neo kéo)
    - Cọc bản thép, cọc ống thép
    - Cấu thành bởi cọc nhồi BTCT (cọc xếp dày, cọc xếp thưa, tường chắn đất tổ hợp bởi một hàng hoặc hai hàng - cọc nhồi khoan lỗ và bơm vữa hoặc cọc trộn đất vôi, cọc bơm quay)
    - Tường liên tục ngầm
      - Tường liên tục ngầm BTCT
      - Tường liên tục ngầm đất vôi có cốt (SMW)
    - Kết cấu chắn giữ bằng giếng chìm
    - Tường chắn đất kiểu trọng lực
  - Cọc giữ đất cốt cứng
  - Đào kiểu kết cấu chắn giữ hình vòm
  - Đào kiểu chắn giữ bên trong (hệ thống trong được tạo thành bởi dầm ngang dọc theo mặt bằng, ống thép, cọc) bao gồm 1 điểm chống, nhiều điểm chống.
  - Đào kiểu kết cấu chắn giữ với neo đất (cọc chắn đất, kết cấu neo giữ một tầng, nhiều tầng đinh đất kiểu thanh neo có tạo lực neo bằng dự ứng lực và không dự ứng lực).
- (C) Đào phân đoạn hố móng - phương pháp đào phân đoạn hố móng (đầu tiên
  - (Kết hợp phương thức A, B): đóng cọc bản - đào ở phần giữa - đổ bêtông móng ở giữa và các kết cấu ngầm - cọc bản chống chéo và chống ngang - rồi lại đào đất xung quanh thi công tiếp).
- (D) Đào bằng phương pháp ngược và bán ngược (top - down) - Trước tiên làm cọc nhồi bêtông hoặc tường rồi làm bản sàn từ trên xuống, lợi dụng nó làm kết cấu chắn giữ.
- (E) Đào có gia cố thể đất thành hố và đáy hố (sử dụng riêng lẻ hoặc kết hợp kết cấu chắn giữ khác)
  - Đào bơm vữa giữ thành, đào có màng hoá chất giữ thành, đào có ximăng đất lưới thép giữ thành.
  - Đào có đinh đất giữ thành (bờ thành đặt thép phun bêtông)
  - Đào phun neo bêtông giữ thành (hoặc phun neo có thanh neo giữ thành)
  - Đào với cọc rễ cây dạng lưới giữ thành
  - Đào gia cố bằng bơm vữa dùng áp lực đất bị động đáy hố (hoặc kết hợp với cọc chắn đất)
- (F) Đào giữ thành bằng biện pháp tổng hợp - hố móng được đào bằng cách có một phần để mái dốc, có một phần giữ thành

Hình 0.3: Phân loại theo phương thức đào hố móng



Hình 0.4: *Phân loại theo đặc điểm chịu lực của kết cấu*



Hình 0.5: *Phân loại theo chức năng*

0.5. NỘI DUNG CỦA CÔNG TÁC THIẾT KẾ

Trình tự của công tác thiết kế và thi công có thể theo như sơ đồ trên hình 0.2. Nói chung nội dung của công tác thiết kế hố đào sâu của công trình xây dựng bao gồm những công việc chính dưới đây:

0.5.1. Lựa chọn và bố trí kết cấu chắn giữ hố móng

Tường vây giữ và tay chống (hoặc thanh neo) phải lựa chọn thành một hệ hoàn chỉnh gồm có vật liệu dùng là gì, hình thức kết cấu và cách bố trí. Điều này chủ yếu tuỳ thuộc quy mô công trình, đặc điểm của công trình chủ thể, điều kiện hiện trường, những yêu cầu bảo vệ môi trường, tài liệu về kết quả khảo sát đất nền, phương pháp đào hố móng cùng với kinh nghiệm địa phương, thông qua tổng hợp, phân tích và so sánh, với bảo đảm an toàn tin cậy mà chọn lấy phương án khả thi và kinh tế hợp lí nhất. Cần tham khảo kinh nghiệm trong và ngoài nước cũng như các biện pháp đề phòng sự cố (xem chương 11) đồng thời phải theo nguyên tắc sau đây:

(1) Trong điều kiện bình thường thì cấu kiện của kết cấu chắn giữ hố móng (như tường vây, màn chống thấm và neo) không được vượt ra ngoài phạm vi vùng đất cấp cho công trình, nếu không, phải có sự đồng ý của các bộ phận chủ quản của Chính phủ (Trung ương hoặc địa phương) hoặc của chủ mảnh đất kế cận;

(2) Cấu kiện của kết cấu chắn giữ thành hố móng không làm ảnh hưởng đến việc thi công bình thường các kết cấu chính của công trình;

(3) Khi có điều kiện, cần chọn mặt bằng của thành hố sao cho có lợi nhất về mặt chịu lực như hình tròn, hình đa giác đều và hình chữ nhật.

Sơ bộ có thể lựa chọn kết cấu chắn giữ như gợi ý ở bảng 0.1.

Bảng 0.1. Lựa chọn kết cấu chắn giữ

Độ sâu hố đào	Lựa chọn kết cấu chắn giữ	
	Bùn và đất yếu	Đất sét thông thường
$H \le 6m$	(a) Cọc nhào trộn ximăng đất. (b) Cọc bêtông $\phi600$ + tay chống hoặc thanh neo + tường ngăn nước. (c) Cọc đóng (cọc thép, BTCT dự ứng lực + tường máng ngăn nước + tay chống hoặc thanh neo + dầm ở ngang lưng tường).	(a) Cấp I hoặc cấp II trở lên đào đất có mái dốc. (b) Làm mái dốc + giếng thu nước. (c) Mái dốc cục bộ + tường đinh đất (hoặc phun neo chống giữ). (d) Tường gạch chắn giữ, làm mái dốc cục bộ + gia cố tầng mặt. (e) Làm mái dốc cục bộ, cọc nhồi ($\phi600$).

Bảng 0.1. (tiếp theo)

Độ sâu hố đào	Lựa chọn kết cấu chắn giữ	
	Bùn và đất yếu	Đất sét thông thường
$6m < H \le 10m$	(a) Cọc bêtông (ϕ800 - 1000) + tường mỏng ngăn nước + tay chống hoặc thanh neo (hoặc đảo trung tâm). (b) Tường liên tục (b = 600 - 800) + tay chống hoặc thanh neo. (c) Cọc đóng + tay chống hoặc thanh neo + tường mỏng ngăn nước. (d) Tường ngầm liên tục ximăng đất + tay chống hoặc thanh neo.	(a) Làm dốc cục bộ + cọc bêtông (ϕ600) + tay chống hoặc thanh neo + tường mỏng ngăn nước. (b) Làm dốc cục bộ + cọc đóng + tay chống hoặc thanh neo + tường mỏng ngăn nước. (c) Làm dốc cục bộ + tường ngầm liên tục ximăng đất + tường đinh đất (hoặc phun neo chắn giữ) + hạ mực nước. (d) Làm dốc cục bộ + giữ hình vòm + hạ mực nước hoặc tường mỏng ngăn nước.
$H > 10m$	(a) Tường liên tục (ϕ800 - 1000) + tay chống hoặc thanh neo. (b) Cọc đường kính lớn (ϕ800 - 1000) + tường mỏng ngăn nước + nhiều tay chống hoặc thanh neo (hoặc đảo trung tâm). (c) Tường liên tục (hoặc cọc đường kính lớn) + gia cố thể đất trong ngoài + tay chống hoặc thanh neo + tường mỏng ngăn nước.	(a) Làm dốc cục bộ (ϕ800 - 1000) + cọc bêtông + tay chống hoặc thanh neo + tường mỏng ngăn nước. (b) Làm dốc cục bộ + tường liên tục + tay chống hoặc thanh neo. (c) Làm dốc cục bộ + tường đinh đất (hoặc phun neo để chống giữ) + hạ nước. (d) Làm dốc cục bộ + cọc đóng + tay chống hoặc thanh neo + tường mỏng ngăn nước.

0.5.2. Tính toán thiết kế kết cấu chắn giữ hố móng

Thông qua thiết kế và tính toán xác định biến dạng và nội lực trong các cấu kiện của kết cấu chắn giữ, sau đó nghiệm toán lại chuyển vị và sức chịu tải của chúng. Điều kiện giả thiết của mô hình tính toán cần phù hợp với tình hình cụ thể của hệ chắn giữ, các thông số có liên quan dùng trong tính toán phải phù hợp điều kiện cụ thể của công trình và được xác nhận qua kinh nghiệm công tác của địa phương ấy

Do nội lực và biến dạng tính toán trong các kết cấu chịu lực của hệ chắn giữ sẽ luôn thay đổi theo sự tiến triển của thi công nên việc tính toán thiết kế cần phải tiến hành ở những giai đoạn đặc trưng nhất của thi công, đồng thời xem xét đến ảnh hưởng của giai đoạn trước đến giai đoạn sau khi tính toán nội lực và biến dạng này.

0.5.3. Nghiệm toán tính ổn định của kết cấu chắn giữ theo trạng thái giới hạn

Thông thường gồm những nội dung sau:

(1) Nghiệm toán ổn định tổng thể của mái dốc hố móng. Phòng ngừa tường vây có độ sâu chôn vào đất không đủ sẽ phát sinh trượt cục bộ ở một đoạn nào đó dưới chân tường rồi dẫn đến hình thành mặt trượt tổng thể tường;

(2) Nghiệm toán ổn định do chuyển dịch theo hướng mặt hông của tường vây. Phòng ngừa khi đào móng đến một độ sâu nào đó sẽ làm cho lực chống hướng ngang không đủ dẫn đến làm đổ tường;

(3) Nghiệm toán chống trượt của mặt đáy chân tường. Phòng ngừa cường độ chống cắt ở mặt tiếp xúc và mặt đáy tường không đủ, làm cho chân tường phát sinh trượt;

(4) Nghiệm toán ổn định do đất ở mặt trước tường giảm thấp. Phòng ngừa cường độ đất nền ở chân tường không đủ sẽ làm cho đất bên ngoài tường tràn vào trong hố móng;

(5) Nghiệm toán chống dòng thấm: Ở những nơi có mực nước dưới đất cao, khi sự chênh lệch cột nước trong và ngoài hố móng là đáng kể hoặc dưới chân hố móng có đầu nước áp lực, điều này sẽ làm áp lực bị động phía dưới đáy móng và sức chịu tải của đất nền bị mất hiệu lực nghiệm toán về mất ổn định đáy hố do trồi đất;

(6) Dự tính mặt đất quanh hố móng (trong phạm vi ảnh hưởng) hoặc công trình lân cận bị lún, nứt, chuyển dịch ngang...

Những nội dung nghiệm toán về ổn định nói trên đều có quan hệ với độ sâu của tường vây, sau cùng khi đã xác định được độ sâu của tường trong đất thì phải thoả mãn các yêu cầu nghiệm toán ở các hạng mục khác. Nghiệm toán nói ở điểm (2), (3) chủ yếu dùng cho tường vây kiểu trọng lực, đối với chống giữ (tay chống hoặc neo) kiểu bản cũng cần nghiệm toán áp lực bị động phía trước tường để đề phòng biến dạng quá lớn phát sinh ở bộ phận bến dưới tường.

Nghiệm toán ổn định của kết cấu chắn giữ phải theo trạng thái giới hạn về biến dạng nên đều dùng áp lực chủ động và áp lực bị động của đất để tính toán. Nên nhớ rằng có rất nhiều nhân tố bên ngoài ảnh hưởng đến sự ổn định của kết cấu chắn giữ, hơn nữa có nhiều hiện tượng biến dạng không hề tồn tại một cách độc lập với nhau. Hiện nay đều dùng phương pháp độ an toàn khống chế, dùng các công thức bán kinh nghiệm hoặc nửa lí thuyết để tính toán, có lúc phải dùng nhiều phương pháp khác nhau để nghiệm toán cho một hạng mục tính toán nhằm đạt đến ổn định tổng thể.

0.5.4. Thiết kế các điểm nối

Trong công trình chắn giữ hố móng sâu thường phát sinh những biến dạng quá lớn, thậm chí nguy hiểm cho an toàn tổng thể lại do có những điểm nối cục bộ không hợp lí hoặc thiếu chú ý lúc thi công. Vì vậy phải hết sức coi trọng việc thiết kế các điểm nối. Cấu tạo hợp lí của một điểm nối phải phù hợp các điều kiện dưới đây:

(1) Thi công thuận lợi;

(2) Có sự thống nhất về quan niệm giữa cấu tạo mối nối và điều kiện giả thiết của mô hình tính toán;

(3) Cấu tạo mối nối cần đạt được việc phòng ngừa tác dụng mất ổn định cục bộ của cấu kiện;

(4) Tìm mọi khả năng để giảm thiểu biến dạng bản thân của mối nối;

(5) Bố trí các điểm nối có sự tương quan với ổn định tổng thể nên cần có nhiều tuyến đồng thời dễ dàng kéo dài các mối nối.

0.5.5. Giếng hạ nước ngầm

Tại những vùng có mực nước dưới đất cao thì việc hạ mực nước ngầm là một nội dung của thiết kế hố móng và có thể phân làm 2 tình hình: hạ mực nước bên trong và bên ngoài hố móng. Khi đào móng có vách nghiêng hoặc không có màng chống thấm thì thường dùng cách hạ nước bên ngoài hố móng, khi tường làm chức năng chống thấm thì dùng cách hạ mực nước phía trong hố móng.

Độ sâu cần hạ của mực nước ngầm thường ở phía dưới đáy móng từ 0,5 - 1,0m, nếu hạ quá sâu sẽ có thể gây ra những ảnh hưởng bất lợi do dòng thấm gây ra. Các loại giếng thường dùng là loại giếng nhỏ, giếng nhiều cấp, giếng bố trí theo bán kính cùng với giếng sâu, điều này cần dựa vào quy mô hố móng, độ sâu đào móng, tính thấm các lớp đất cùng với kinh nghiệm địa phương để chọn lựa. Hiện nay khi độ sâu đào móng nhỏ hơn 3m thường dùng biện pháp thoát nước trọng lực, lớn hơn 3m thì dùng giếng để hạ mực nước ngầm.

0.5.6. Phương pháp đào móng

Phương thức đào móng không thích đáng bao giờ cũng là nguyên nhân tạo ra sự cố hố đào. Thiết kế hố móng sâu một mặt tạo điều kiện để sáng tạo ra cách đào đồng thời phải đề ra yêu cầu đối với phương thức đào. Trong các yêu cầu này thì yêu cầu quan trọng nhất là có sự thống nhất giữa mô hình tính toán lúc thiết kế với độ sâu đào của từng giai đoạn, thực hiện nguyên tắc trước tiên cần chống giữ (hoặc neo) sau đó mới được đào. Mỗi lần sau khi đã đào đến độ sâu quy định cần kịp thời chống giữ ngay, thông thường không được chậm quá 48 giờ, nhằm phòng ngừa phát triển biến dạng dẻo của đất nền. Đối với hố móng có kích thước lớn cần kết hợp với tiến độ thi công cho công trình chính tìm phương thức đào, phân đoạn trên mặt bằng và phân tầng theo độ sâu... nhằm giảm thiểu phát sinh sự cố và ảnh hưởng đối với môi trường.

0.5.7. Quan trắc

Thông thường nội dung quan trắc hố móng sâu bao gồm một số mặt sau đây:

(1) Biến dạng và nội lực của một số cấu kiện thuộc kết cấu chống giữ chủ yếu như lực dọc trục của tay chống, chuyển vị ngang và thẳng đứng của đỉnh tường, đường cong biến dạng theo hướng đứng của tường, độ lún hoặc sụt/trồi của cọc độc lập v.v..;

(2) Biến dạng của khối đất quanh hố móng, độ ổn định của vách móng nghiêng, sự thay đổi mực nước ngầm và áp lực nước lỗ rỗng v.v... Khi cần còn phải xác định độ trồi và sụt của đất ở đáy hố;

(3) Đối với các đối tượng cần bảo vệ môi trường quanh hố móng tiến hành quan trắc theo dõi với nội dung riêng biệt như: công trình kiến trúc ở gần hố móng, công trình văn hoá lịch sử, các tuyến đường ống của đô thị (ống dẫn khí đốt, ống cấp thoát nước, đường dây thông tin, đường dây điện cao áp v.v...), đường bộ, cầu, đường hầm v.v... Thông qua quan trắc có thể nghiệm chứng tính hợp lí của thiết kế kết cấu chắn giữ. Quan trắc là một trong các nội dung trọng yếu không được xem nhẹ trong công trình hố móng sâu.

0.6. MỘT SỐ VẤN ĐỀ CỦA THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG CÔNG TRÌNH HỐ MÓNG

Người thiết kế và thi công, trước khi thực hiện việc thiết kế và thi công cụ thể cần hiểu biết kĩ những vấn đề khái quát sau đây:

0.6.1. Tính áp lực đất nước

(1) Áp dụng lí luận áp lực đất kinh điển

Trong hơn chục năm qua kể từ sau khi cải cách mở cửa, giới khoa học kĩ thuật ở Trung Quốc đã làm nhiều thí nghiệm nghiên cứu về áp lực đất của công trình hố móng, tình hình hiện nay là: trong các vùng nền đất yếu như Thượng Hải, Thiên Tân... kết quả tính toán theo lí luận áp lực đất kinh điển là tương đối phù hợp với thực tế; Còn các vùng đất không bão hoà như Bắc Kinh chẳng hạn, tính toán áp lực đất cũng vẫn dùng lí luận áp lực đất kinh điển và các phương pháp thí nghiệm thường hay làm để xác định các chỉ tiêu cường độ, nhưng kết quả tính toán thường có vênh nhiều so với thực tế, với vùng đất có mực nước ngầm sâu, độ ẩm của đất thấp thì lại tỏ ra là quá an toàn/bảo thủ, có công trình khi các thanh neo bị chùng ra không còn tác dụng mà thành hố vẫn hoàn hảo, ứng suất cốt thép trong các cọc chắn giữ đo được là rất nhỏ, chứng tỏ là, còn rất nhiều dự trữ. Đến khi vừa gặp nước là cường độ giảm xuống rất nhanh, thậm chí dẫn tới sự cố sụp đổ. Việc thiết kế thanh neo ứng suất trước ở vùng Bắc Kinh, thường la sau khi giảm đi theo hệ số 0,65 - 0,8 cho mômen uốn thiết kế để chọn đường kính và đặt thép của cọc.

(2) Tính riêng và tính gộp áp lực nước đất

Hiện nay, các chuyên gia ở nhiều nước thường tính riêng áp lực đất đối với loại đất có tính thấm nước mạnh như đất cát, đất sỏi đá, điều này, trên căn bản là được công nhận rộng rãi, còn đối với vấn đề áp lực đất nước của loại đất có tính thấm nước ít như đất mịn, đất sét thì nhận thức hãy còn rất khác nhau.

Xuất phát từ lí luận ứng suất hữu hiệu của đất, căn cứ để tính riêng áp lực nước đất thì tương đối đầy đủ, nhưng thao tác thực tế lại gặp nhiều khó khăn, bởi vì, khi tính riêng áp lực đất cần phải sử dụng chỉ tiêu cường độ hữu hiệu c', φ' của đất, mà việc

xác định hai chỉ tiêu này thì rất khó khăn, thường thì các đơn vị khảo sát rất khó đưa ra, mà có đưa ra được thì cũng không đủ tin cậy. Tính gộp áp lực nước đất thì về lí luận đang còn khiếm khuyết, nhưng thực tế lại tương đối dễ dàng, thêm vào một số hiệu chỉnh theo kinh nghiệm là có thể tiếp cận được với tình hình thực tế.

(3) Phương pháp thí nghiệm xác định các thông số cường độ của đất

Do việc xác định các thông số cường độ của đất không thể phản ánh được chuẩn xác và toàn diện tính chất thực tế của đất, do đó, ảnh hưởng đến tính chính xác của việc tính áp lực đất. Đồng thời, với cùng một thông số mà thiết bị thí nghiệm khác nhau (ba trục hoặc cắt phẳng) và phương pháp thí nghiệm khác nhau, kết quả thu được cũng có khác nhau, trị số của chúng chênh nhau rất xa. Hơn nữa, cường độ của đất trên thực tế là có biến đổi trong thời gian thi công, không nhất định là một hằng số, vì vậy về nguyên tắc là phương pháp thí nghiệm hết sức cố gắng để có thể gần nhất với tình hình chịu lực và điều kiện thoát nước trong thực tế.

Do đó, phương pháp thí nghiệm phải xét đến vấn đề hố móng hạ mực nước như thế nào. Khi hố móng hạ mực nước, đối với đất sét chính là quá trình cố kết thoát nước, phương pháp thí nghiệm phải áp dụng cố kết thoát nước (CD) hoặc cố kết cắt không thoát nước (CU), nhưng đối với loại đất bùn nhão, do đã ở trạng thái bão hoà, không thể cố kết thoát nước thì nên áp dụng cắt ba trục không thoát nước (UU).

Khi hố móng không hạ nước ngầm, nên áp dụng cắt ba trục không thoát nước; Đứng về mặt ứng suất mà xét, đối với đất sét, đặc biệt là với đất sét cổ, bất kể là hạ mực nước ngầm như thế nào, nên áp dụng thí nghiệm CU, đối với đất bùn nên dùng thí nghiệm UU, đối với đất sét, đất sét mịn, đất mịn nên dùng thí nghiệm CU hoặc CD, công trình trọng yếu không nên dùng thí nghiệm cắt phẳng.

Ngoài ra, phương pháp xác định thông số cường độ của đất phải phối hợp đồng bộ với phương pháp tính áp lực đất. Ví dụ: Khi tính gộp áp lực nước đất, cái cần phải có là c, φ của phương pháp tổng ứng suất, còn khi tính riêng áp lực nước đất thì lại là c', φ' của ứng suất hữu hiệu. Điều kiện ứng suất của thí nghiệm ba trục là rõ ràng, dễ khống chế thoát nước, lại là phương pháp thông dụng trên thế giới, nên đề xướng lấy thí nghiệm ba trục làm phương pháp tiêu chuẩn.

Tóm lại, mỗi loại giả thiết đơn giản hoá của lí luận áp lực đất đều làm cho nó có tính hạn chế nhất định, không thể bao quát được toàn bộ tính phức tạp của đất. Đồng thời, mặc dù kĩ thuật tính toán đã là tương đối tiên tiến, nhưng độ chính xác khi xác định thông số cường độ không cao nên hạn chế rất nhiều mức độ chính xác của kết quả tính toán.

0.6.2. Tính toán bằng lí luận và hiệu chỉnh theo kinh nghiệm

Do sự hạn chế về trình độ phát triển của cơ học đất, một số tính chất của đất vẫn còn khó biểu thị bằng định lượng. Hơn nữa, trong khi vận dụng nghiên cứu về tính chất của đất lại đưa ra quá nhiều giả thiết đơn giản hoá, cho nên, kết quả tính toán chưa chắc đã tin cậy, nhất thiết còn phải được hiệu chỉnh bằng kinh nghiệm thực tiễn.

Chúng ta chú ý đến: lúc đào hố móng ở vùng đất yếu, hiệu ứng không gian - thời gian vô cùng quan trọng, kịp thời chống giữ thì thành công, không kịp thời chống giữ thì xẩy ra sự cố, còn về tính biến động theo thời gian của cường độ đất yếu, lí luận nghiên cứu chưa được chín muồi, phương pháp thí nghiệm cũng chưa được hoàn thiện, mới bắt đầu được ứng dụng vào công trình thực tiễn, càng đòi hỏi phải tích luỹ được nhiều kinh nghiệm hơn nữa.

Ở một số đất sét cứng như: đất sét dạng nham và diệp nham, trong điều kiện tự nhiên thì cường độ rất cao, nhưng sau khi đào mở, bị thấm nước sẽ mềm ra, phong hoá, cường độ giảm thấp, khe nứt nhỏ nở ra và bở rời, thành hố bị bóc lở từng tầng, thời gian bị để lộ càng dài thì phát triển càng nghiêm trọng; đối với loại đất như vậy, trước mắt cũng chỉ có thể dựa vào kinh nghiệm, tăng cường biện pháp trong thi công, chứ không thể sử dụng được tính toán một cách định lượng.

Cường độ chịu cắt của đá cuội là rất cao, nhưng tính toán chính xác thì có khó khăn, đầu tiên là chỉ tiêu cường độ không thể nào xác định được, chỉ có thể là ước tính; sau đó nữa là, những viên đá cắn vào nhau càng chặt thì tác dụng gắn kết càng rõ ràng. Điều này không hoàn toàn giống như "nội ma sát" trong cơ học đất, đá cuội kết chặt có thể đứng thẳng, chứng tỏ là có tồn tại "lực dính kết". Có một hố móng sâu 17,5m ở Thành Đô, chống giữ kiểu cọc conson bằng bêtông cốt thép ϕ1200 đặt cách nhau 250mm, cọc dài 21m, độ dài ngàm giữ không đủ 4m, nhưng trong quá trình đào hố móng, đo được trị lực kéo của cốt thép ở trong cọc chỉ bằng 1/6 trị thiết kế.

Trên đây cho thấy, có nhiều nguyên nhân làm cho tính toán không đủ tin cậy, trước tiên là thông số tính toán không xác định, không những là tính phân tán lớn, mà trị số lại có rất nhiều liên quan với phương pháp đo; Sau nữa là lí luận về cơ học đất chưa được hoàn thiện, như tính chất lưu biến của đất mềm, cường độ của đất không bão hoà, tính lưu động của một số loại đất bão hoà, sự mất nước và rời rã của đất sét cổ, sự phá huỷ thẩm thấu của nước ngầm v.v... Đến nay, nhận thức về những vấn đề này rất không đầy đủ, thậm chí có những vấn đề rất khó tính toán. Cho nên, người thiết kế công trình hố móng không những phải có cơ sở lí luận cơ học đất đá tương đối sâu, có hiểu biết tốt về việc lựa chọn thông số, điều kiện thích dụng của công thức, những tính chất đặc biệt của từng loại đất đá khác nhau, tác động của nước ngầm, mối quan hệ qua lại giữa đất đá với kết cấu chắn giữ, mà còn phải có kinh nghiệm thực tế phong phú, giỏi trong xử lí các vấn đề phức tạp. Vì vậy, có thể nói công trình hố móng sâu cho đến nay vẫn đang là nửa kinh nghiệm nửa lí luận, không thể chỉ nhờ kinh nghiệm mà cũng không phải là hoàn toàn tính toán theo lí luận.

0.6.3. Khống chế mực nước ngầm

Qua việc điều tra trên 130 sự cố công trình hố móng trong những năm gần đây ở Trung Quốc, cho thấy: phần lớn sự cố có liên quan tới nước ngầm. Vì vậy, nhận thức chính xác quy luật thấm của các loại đất, thiết kế kết cấu ngăn nước thật khoa học, bảo đảm ngăn thấm có hiệu quả, là những khó khăn chủ yếu trong việc ngăn trị nước ngầm.

Trước tiến, tính toán chuẩn xác hệ số thẩm thấu của các tầng đất là một bài toán khó. Tầng trên là tầng đất lấp tích nước rất không đồng đều, hệ số thẩm thấu biến đổi rất lớn, lại có liên quan chặt chẽ với vị trí và sự rò rỉ của đường ống ngầm. Có nhiều sự cố xẩy ra chính là vào lúc đường ống ngầm ở gần bị vỡ. Tầng ngầm nước nếu trong trường hợp tầng đất phân bố không đồng đều hoặc tầng kẹp tương đối mỏng thì việc lấy hệ số thẩm thấu của nó là khá khó khăn.

Sau nữa, sự phá huỷ thẩm thấu của nước ngầm thường đem lại hậu quả có tính chất tai nạn, biểu hiện của nó là, trào nước ở đáy hố, thoạt đầu, chỉ có mấy điểm phun nước nho nhỏ, dần dần lan ra, làm phá huỷ toàn bộ đáy hố. Một biểu hiện nữa là cát chảy đất chảy ở thành hố, do việc cắt nước không được tốt, dưới tác động của áp lực nước động, nước đất ở thành hố chảy mất khá nhiều, làm cho mặt đất ở gần hố bị sụt lún, nguy hiểm cả bốn xung quanh. Còn một loại nữa là "chọc thủng tầng phủ", xẩy ra ở giao diện giữa tầng thấm nước với tầng đất sét.

Đối với nước ngầm ở chỗ nông, bao gồm nước ngầm và tầng chứa nước ở trên, nếu mặt đáy của tầng ngậm nước mà cao hơn mặt đào thì giếng điểm hoặc giếng sâu thường dùng không thể nào đạt được mục đích là hạ mực nước ngầm, không thể hút khô được, nước trong giếng nếu hút là cạn, dừng hút là có ngay, trong khi đào vẫn cứ có nước; kì thực, đây không phải là việc hạ mức nước mà là vấn đề làm khô toàn bộ tầng ngậm nước. Lại còn một số đất mịn, tính chất rất đặc biệt, giếng điểm, giếng sâu đều hút không được nước, nhưng khi đào thì lại xẩy ra cát chảy.

Ngoài ra, như ở vùng đất có tính chất đặc biệt như tầng nước có áp lực thay đổi theo độ sâu, độ dốc thuỷ lực ở chỗ gần hố móng thay đổi rất lớn, dòng thấm ở đáy hố hầu như là thay đổi lên/xuống, bản đáy cách nước yêu cầu rất dày, màng cách nước đòi hỏi phải kéo sâu tới tầng nham phong hoá tương đối không thấm nước thì mới có thể ngăn được nước thấm, hạ được mức nước trong hố.

Cho nên, thiết kế kết cấu ngăn nước, phải căn cứ vào điều kiện địa chất thuỷ văn cụ thể, tham khảo phương pháp thường làm, áp dụng các biện pháp chuyên môn hữu hiệu.

Chất lượng chống thấm của kết cấu ngăn nước vô cùng quan trọng, nhưng sự biến dạng của kết cấu chống giữ lại chính là nguyên nhân gây ra tai hoạ phá huỷ kết cấu ngăn nước.

0.6.4. Hiệu ứng thời gian,không gian của công trình hố móng

Đây là đặc trưng trọng yếu của công trình hố móng, trong đó, hình dạng mặt bằng, độ sâu đào hố, hoàn cảnh xung quanh, điều kiện tải trọng, thời gian đào hố dài hay ngắn, đều có ảnh hưởng rất lớn đến chịu lực và biến dạng. Nhất là trong những vùng đất yếu, do đào hố và hạ nước sẽ làm cho nước trong đất biến đổi, khung cốt đất lại có đặc trưng xúc biến, do đó, cần phải kể đến trạng thái chịu lực không gian cũng như trạng thái ứng suất và biến dạng thay đổi theo thời gian của nó. Lí luận về hiệu ứng

thời gian và không gian này, hiện nay đã được các chuyên gia rất coi trọng, nhưng vận dụng nó trong thiết kế và thi công như thế nào thì đang còn phải chờ một bước phát triển hoàn thiện hơn nữa.

0.6.5. Khống chế biến dạng của hố móng

Đây chính là một nội dung quan trọng của hiệu ứng thời gian không gian, cũng là một vấn đề lớn được mọi người chú ý trong công trình hố móng. Vấn đề biến dạng của hố móng bao gồm vùng đất ở gần hố móng do đào hố, hạ nước làm cho mặt đất bị biến dạng lún xuống, đồng thời cũng bao gồm vấn để bản thân kết cấu chống giữ biến dạng nghiêng vào phía trong hố...

Hiện nay, phương pháp để dự tính loại biến dạng nói trên có phương pháp kinh nghiệm, phương pháp thực nghiệm và phương pháp phân tích số, tất cả đều đang còn đang từng bước hoàn thiện hơn nữa. Các loại biến dạng vừa nêu thì ngoài dự tính bình thường ra, chủ yếu cần phải thông qua tin học hoá thi công, thực hiện đo đạc để nắm vững ngay ở hiện trường, khống chế lượng biến dạng của kết cấu chống giữ.

0.6.6. Tình hình chỉ đạo việc biên soạn tiêu chuẩn kĩ thuật công trình hố móng hiện nay

Do tính trọng yếu và tính đặc biệt của công trình hố móng, khối lượng công việc trong những năm gần đây tăng lên rất nhanh nhưng ở nước ta vẫn chưa có những tiêu chuẩn kĩ thuật xây dựng công trình để dùng trong thiết kế và thi công. Trong 4 - 5 năm gần đây những công trình có tầng hầm sâu trong nhà cao tầng hoặc nhà công nghiệp (điện, hoá chất, vật liệu xây dựng) phần lớn do nước ngoài thiết kế và trực tiếp thi công hoặc thi công theo sự hướng dẫn của chuyên gia nước ngoài.

Trong các giáo trình của một số trường đại học kĩ thuật cũng có phần nói về hố đào nhưng với số tiết học rất hạn chế nên không giúp nhiều cho các kĩ sư tương lai trong thiết kế và thi công hố móng sâu.

Một số sách chuyên khảo của một số tác giả Việt Nam cũng có trình bày nhưng ở dạng những công nghệ riêng biệt (như neo đất, tường trong đất, giếng chìm...), tuy có sâu hơn nhưng chưa giúp cho người kĩ sư có cái nhìn tổng thể về công trình hố đào từ khảo sát, thiết kế, thi công, quan trắc...

Quyển sách này có mục đích góp phần nhỏ vào vấn đề nói trên còn khi cần tìm hiểu kĩ hơn thì có thể đọc ở các tài liệu tham khảo đặt ở cuối sách.

0.6.7. Sự cố của công trình hố móng là nghiêm trọng

Ở nước ta, tuy chưa có sự tổng kết và phân tích có hệ thống nhưng đều đã xảy ra sự cố lớn hoặc nhỏ trong thi công hố móng sâu như sập lở thành, hỏng hệ thông chắn giữ, gây lún nứt những công trình lân cận.

Ví dụ ở Anh, trong những năm từ 1973 - 1980 khi phân tích những sự cố nghiêm trọng của hố móng sâu (hơn 6m hoặc nông hơn) thì thấy rằng:

- Hố đào không có chắn giữ chiếm 63% các trường hợp;
- Hệ thống chắn giữ làm việc quá giới hạn: 20% các trường hợp;
- Chắn giữ không đầy đủ : 14% các trường hợp;
- Mất ổn định mái dốc khi đào hở: 3% các trường hợp.

Hơn nữa, tổng kết này cho thấy hơn 1/3 sự cố nghiêm trọng trong thời kì này xảy ra trong nền đất đắp hoặc ở những nơi mà đất đã bị xáo trộn do thi công đất.

Ở Trung Quốc (Đường Nghiệp Thanh, 1999) trong những năm gần đây chỉ mới phân tích hơn 160 sự cố hố đào đã cho thấy có 5 vấn đề cần quan tâm (bảng 0.2).

Bảng 0.2. Thống kê các nguyên nhân gây sự cố hố móng sâu

TT	Nguyên nhân chính gây ra sự cố	Số lần phát sinh	Tỉ lệ % trong tổng sự cố
1	Vấn đề thuộc đơn vị quản lí	10	6
2	Vấn đề thuộc khảo sát	7	3,5
3	Vấn đề thuộc thiết kế	74	46
4	Vấn đề thuộc thi công	66	41,5
5	Vấn đề thuộc quan trắc	5	3

Qua đó ta thấy những sai lầm thuộc thiết kế chiếm đến 46% trường hợp và do thi công chiếm đến 41,5% trường hợp, trong đó đặc biệt chú ý có đến 30% trường hợp là khi thi công ở nền đất yếu với mực nước ngầm cao..., gây tổn thất hàng triệu đến hàng chục triệu nhân dân tệ (tiền Trung Quốc), có thương vong về người, làm chậm tiến độ thi công, tăng giá thành công trình, ảnh hưởng xấu đến sinh hoạt bình thường của nhân dân quanh vùng, gây hậu quả không tốt về mặt xã hội.

Những nguyên nhân cụ thể của những sự cố nói trên sẽ được phân tích kỹ ở chương 11 nhưng ở đây cần phải thấy ngay rằng: công trình hố móng cần phải khảo sát thận trọng, thiết kế thận trọng, thi công thận trọng và quan trắc thận trọng.

Chương 1
KHẢO SÁT CHO THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG CÔNG TRÌNH CHẮN GIỮ HỐ MÓNG SÂU

1.1. YÊU CẦU CƠ BẢN CỦA VIỆC KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH VÀ ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN

Báo cáo và tài liệu do khảo sát địa chất cho công trình chắn giữ hố móng sâu được xem là căn cứ quan trọng để hoàn thành tốt việc thiết kế và thi công chắn giữ hố móng sâu. Trong trường hợp bình thường, khảo sát cho chắn giữ hố móng sâu phải tiến hành đồng bộ với việc khảo sát của công trình chủ thể. Khi đặt nhiệm vụ khảo sát hoặc lập đề cương khảo sát phải tính đến những đặc điểm và nội dung của việc thiết kế và thi công công trình chắn giữ hố móng sâu, có những chương tiết riêng để ra yêu cầu cho công việc khảo sát địa chất công trình và địa chất thuỷ văn của vùng đất định xây dựng móng.

Trong văn bản về nhiệm vụ khảo sát, phải có đầy đủ các tài liệu sau đây:

1) Địa hình, đường ống kĩ thuật ngầm (nếu có) tại vùng đất xây dựng và bản vẽ mặt bằng bố trí công trình dự định xây dựng.

2) Loại hình, tải trọng kết cấu bên trên của công trình dự định xây dựng và kiểu móng có thể sử dụng, nhất là bề rộng và độ sâu hố móng vì chúng là cơ sở để lựa chọn sơ đồ tính cũng như công nghệ thi công.

3) Độ sâu đào hố móng, cốt cao đáy hố, kích thước mặt bằng hố và kiểu loại cũng như chế độ công nghệ thi công công trình chắn giữ hố móng có thể được sử dụng.

4) Điều kiện môi trường tại vùng đất công trình và vùng đất phụ cận (công trình ở gần và những yêu cầu về môi trường: hạn chế biến dạng và chuyển dịch của đất hoặc chấn động, tiếng ồn, xử lí đất - nước thải lúc thi công) cùng các điều kiện khí hậu của địa phương (mưa, ngập lụt, nắng hạn) v.v... Làm sáng tỏ những yếu tố nói trên là một trong những nhiệm vụ khảo sát xây dựng để phục vụ cho lộ trình chung là "khảo sát - thiết kế - thi công" và nhờ đó để giải quyết các yêu cầu sau:

- Lựa chọn phương án tối ưu cho giải pháp kết cấu và quy hoạch chung;
- Xác định tải trọng lên các kết cấu chịu lực;
- Chính xác hoá sơ đồ tính và lập kế hoạch thi công;
- Dự báo những biến đổi có thể xảy ra của môi trường đô thị có liên quan đến xây dựng và khai thác.

1.1.1. Công tác thăm dò

a) Đề cương khảo sát

Căn cứ vào văn bản nhiệm vụ khảo sát địa chất công trình, thu thập các tài liệu đã có về địa chất, thuỷ văn, khí tượng trong phạm vi phụ cận của công trình, các

kinh nghiệm trong xây dựng ở địa phương để lập đề cương khảo sát, nội dung cơ bản gồm có:

1) Tên công trình và đơn vị chủ quản;

2) Mục đích và nhiệm vụ khảo sát;

3) Phương pháp của công tác khảo sát và bố trí khối lượng công việc: bao gồm nội dung, phương pháp, số lượng của công việc đo vẽ, điều tra, thăm dò v.v... và yêu cầu đối với từng hạng mục công việc;

4) Những vấn đề có thể gặp phải trong khi tiến hành công việc và biện pháp giải quyết vấn đề;

5) Chỉnh lí tài liệu và nội dung của bản báo cáo, những biểu đồ phải có.

b) Thăm dò hiện trường

Thăm dò hiện trường có 4 loại là đào thăm dò, khoan thăm dò, thăm dò bằng phương pháp xuyên và thăm dò bằng phương pháp vật lí. Trong việc thăm dò địa chất công trình, hiện nay khoan thăm dò là phương pháp hay dùng nhất, rộng rãi nhất và có hiệu quả nhất. Phương pháp này dùng thiết bị và công cụ khoan để lấy mẫu thử đất đá từ trong lỗ khoan để xác định tính chất cơ lí của đất đá và phân biệt các địa tầng. Phương pháp thăm dò bằng xuyên hay vật lí cũng là một trong các phương pháp thăm dò, đồng thời cũng lại là một phương pháp để kiểm tra, bằng phương pháp xuyên có thể xác định tính chất cơ lí của nền đất, lựa chọn tầng chịu lực của móng cọc và xác định khả năng chịu lực của cọc. Thăm dò bằng phương pháp vật lí (như rađa địa chất) có thể biết rõ được mặt ranh giới của các sông ngòi mạch ngầm cổ, và các chướng ngại vật ngầm v.v...

Bố trí điểm thăm dò cho công trình chắn giữ hố móng sâu: Phạm vi thăm dò là vùng đất có thể bố trí kết cấu chắn giữ, bố trí điểm thăm dò trong phạm vi rộng ra ngoài ranh giới phải đào hố móng bằng 1 - 2 lần độ sâu đào hố. Với loại đất mềm, phạm vi khảo sát phải mở rộng thoả đáng hơn nữa. Điểm thăm dò phải bố trí ở chu vi hố móng, khoảng cách phải xác định theo mức độ phức tạp của địa tầng, thường là khoảng 20 ~ 30m. Độ sâu lỗ khảo sát phải đáp ứng yêu cầu kiểm tra tính ổn định tổng thể, thường thì không được nhỏ hơn 2 - 2,5 lần độ sâu của hố móng.

Thiết kế và thi công chắn giữ hố móng bao giờ cũng gặp phải tầng đất nông trên mặt đất, do đó yêu cầu đối với việc khảo sát nó càng phải tường tận hơn nữa. Tầng đất mặt ở một số vùng trầm tích cổ có thể gặp phải suối ngầm, ao ngầm, giếng ngầm, sông cổ và các chướng ngại vật v.v..., đất lấp thường gặp là đất tốt và đất rác. Nếu trước khi lấp đất mà không dọn sạch cỏ rác và bùn nhão thì thường lẫn rất nhiều tạp chất hữu cơ. Các vùng gần các đô thị thì thường gặp đất lấp bằng phế thải xây dựng sâu 2 - 5m, có nơi lấp bằng xỉ than hoặc rác thải sinh hoạt, hàm lượng tạp chất hữu cơ khá nhiều.

Trong việc khảo sát địa chất công trình cho công trình chắn giữ hố móng, nếu gặp phải các tầng đất nói trên (suối ngầm, sông cổ, chướng ngại vật ngầm v.v...), ngoài sử dụng hố khoan có tính khống chế ra, có thể bố trí thêm nhiều hố nông ví dụ như khoan

thìa, khoan hoa đay có đường kính nhỏ, khoảng cách hố khoan có thể trong phạm vi 2 - 3m, yêu cầu làm rõ nguyên nhân hình thành và loại đất lấp, làm rõ địa hình, địa mạo, ao hồ biến đổi, làm rõ đặc trưng phân bố, độ dày và biến đổi ranh giới, nói rõ các đặc tính công trình chủ yếu.

Cần đặc biệt chú ý sự có mặt lớp đất yếu, tuy rất mỏng, nằm trong các lớp đất tốt, vì lớp đất yếu này có thể gây trượt/mất ổn định cho hố đào sâu nhất là khi thế nằm của nó là nghiêng.

Để tiến hành thiết kế tường chắn chống thấm và hạ nước ngầm hố móng, phải tiến hành khảo sát địa chất thuỷ văn, tìm rõ tầng được chưa nước (bao gồm tầng trên giữ nước, nước ngầm, nước áp lực) và tình hình vị trí tầng, độ sâu, phân bố của tầng cách nước, xác định mực nước ngầm tĩnh. Với công trình trọng yếu phải thực hiện phân tầng lấy nước thử nghiệm hoặc bơm nước thử nghiệm (với đất sét), bố trí lỗ quan sát mực nước, nhằm xác định được hệ số thẩm thấu K của các tầng chứa nước và nguồn cung cấp bổ sung.

1.1.2. Công tác thí nghiệm

Các thông số xác định trong các thí nghiệm phải đáp ứng được yêu cầu của công việc thiết kế và thi công chống giữ và hạ mực nước ngầm ở hố móng sâu, thông thường phải tiến hành các việc thử nghiệm và đo lường sau đây:

1) Trọng lượng tự nhiên γ, độ ẩm tự nhiên ω và độ rỗng e của đất.

2) Thí nghiệm phân tích hạt để xác định hàm lượng hạt cát mịn, hạt sét và hệ số không đồng đều $C_u = d_{60}/d_{10}$, nhằm đánh giá khả năng của các hiện tượng xói ngầm, rửa trôi và cát chảy.

Nếu nhiều dòng thấm của nước là từ dưới lên trên, khi lực thuỷ động hướng lên bằng với trọng lượng đẩy nổi của đất thì hạt đất sẽ ở trạng thái huyền phù mà mất ổn định, khi đó sẽ xảy ra hiện tượng cát chảy. Cat chảy xảy ra ở chỗ dòng thấm trào ra từ bề mặt thể đất mà không xẩy ra trong nội bộ thể đất. Cát chảy chủ yếu xảy ra với cát mịn, cát bột và đất bột.

Theo phân tích một số công trình ở Thượng Hải, khi nước ngầm chảy từ dưới lên trên, ở độ chênh thuỷ lực $I \approx 1$, thì các loại đất sau đây dễ xẩy ra hiện tượng cát chảy:

(1) Hàm lượng hạt sét (phần trăm theo khối lượng) < 10 - 15%; Hàm lượng hạt bụi (phần trăm theo khối lượng) > 65 - 75%;

(2) Hệ số không đồng đều C_u trong khoảng 1,6 - 3,2;

(3) Hệ số rỗng e > 0,85;

(4) Độ ẩm (phần trăm theo trọng lượng) ω > 30 - 35%;

(5) Lớp cát bột và đất bột loại cát có độ dày > 25cm.

Khi dòng thấm trong đất cát, các hạt nhỏ mịn trong đất dưới tác động của lực thuỷ động, có thể bị nước kéo đi qua khe rỗng giữa các hạt thô, đó là hiện tượng xói ngầm. Xói ngầm có thể xẩy ra trong phạm vi cục bộ, nhưng cũng có khả năng mở rộng dần và dẫn đến thể đất bị mất ổn định và phá huỷ. Xói ngầm cũng có thể xẩy ra ở chỗ dòng thấm trào ra hoặc xảy ra ngay trong nội bộ thể đất. Độ chênh của cột nước tới hạn khi xẩy ra xói ngầm có liên quan với độ lớn của hạt đất và tình hình cấp phối. Hệ số không đồng đều càng lớn thì càng dễ xẩy ra xói ngầm. Với loại đất không dính mà hệ số không đồng đều $C_u > 10$, với độ chênh thuỷ lực tương đối nhỏ cũng có thể xẩy ra xói ngầm.

3) Thí nghiệm nén: Thí nghiệm nén ở trong phòng cung cấp chỉ tiêu tính nén, hệ số nén và môđun nén ..., chúng dùng để tính toán lún. Khi phải tính đến ảnh hưởng của việc giảm tải trọng rồi lại tăng tải trọng khi đào hố móng sâu thì phải làm thí nghiệm đàn hồi. Xem xét lịch sử ứng suất để tiến hành tính lún, phải xác định áp lực tiền cố kết, chỉ số nén và chỉ số đàn hồi.

Với công trình xây dựng trọng yếu đặt trên đất mềm sâu dày có tính nén cao, phải xác định hệ số cố kết thứ cấp dùng để tính toán lún thứ cấp.

Khi tiến hành phân tích ứng suất biến dạng, phải làm thí nghiệm nén ba trục, cung cấp thông số tính toán cho mô hình đàn hồi phi tuyến và đàn hồi dẻo.

4) Thí nghiệm cường độ chống cắt: Cường độ chống cắt, lực dính C và góc ma sát trong φ của đất có thể dùng thí nghiệm cắt trong phòng với mẫu đất nguyên trạng, thí nghiệm cắt ở hiện trường, với đất sét mềm, bão hoà nước có thể áp dụng thí nghiệm cắt bản chữ thập và thí nghiệm xuyên tĩnh.

Với công trình trọng yếu phải dùng thí nghiệm cắt ba trục, đất tính sét bão hoà khi tốc độ gia tải khá nhanh nên dùng thí nghiệm không cố kết không thoát nước (UU); Khi tốc độ thoát nước của thể đất tương đối nhanh mà tiến hành thi công lại tương đối chậm, có thể dùng thí nghiệm cố kết không thoát nước (CU). Khi cần phải cung cấp chỉ tiêu cường độ chống cắt ở ứng suất hữu hiệu thì phải dùng thí nghiệm cố kết không thoát nước có đo áp lực nước lỗ rỗng ($C\overline{U}$).

Với các công trình bình thường, có thể dùng thí nghiệm cắt phẳng, phương pháp thí nghiệm được quyết định bởi loại tải trọng, tốc độ gia tải và điều kiện thoát nước của đất, thường thì có thể dùng cách cố kết cắt nhanh. Căn cứ kinh nghiệm của vùng đất Thượng Hải, trị C, φ dùng để tính áp lực đất và ổn định tổng thể, có thể cung cấp từ trị số đỉnh của cường độ chống cắt. Với trị C, φ để tính độ trồi của hố móng và các tính toán khác có thể cung cấp 70% trị số đỉnh của cường độ chống cắt.

Với đất sét bão hoà, có khi cần làm thí nghiệm cường độ chống cắt mẫu đất không hạn chế hông để xác định cường độ chống cắt không hạn chế hông q_u và độ nhạy của đất S_t

5) Xác định hệ số thấm: Với những công trình trọng yếu phải dùng phương pháp thí nghiệm hút nước hiện trường hoặc thí nghiệm bơm nước để đo hệ số thấm của đất. Các công trình bình thường thì có thể làm thí nghiệm thấm ở trong phòng để đo hệ số thấm theo phương thẳng đứng k_v và hệ số thấm theo phương nằm ngang k_h. Đất cát và đất đá vụn có thể dùng thí nghiệm cột nước không đổi, đất sét và đất tính sét có thể áp dụng thí nghiệm cột nước biến đổi còn loại đất mềm có tính thấm nước rất thấp thì có thể xác định bằng thí nghiệm cố kết.

6) Thí nghiệm chất hữu cơ: Theo hàm lượng chất hữu cơ, đất có thể chia làm đất vô cơ, đất hữu cơ, đất than bùn và than bùn v.v... Có thể xác định lượng hữu cơ bằng lượng mất đi khi đốt hoặc bằng phương pháp dung lượng potassium chromate nặng, khi cần có thể dùng phương pháp hoá phân tích để xác định thành phần axit hữu cơ.

7) Xác định hệ số nền: Đối với các công trình bình thường có thể dựa theo các quy phạm hiện có để xác định hệ số tỉ lệ m_o của đất nền theo chiều đứng và hệ số tỉ lệ m theo chiều ngang. Với các công trình trọng yếu có thể xác định bằng thí nghiệm nén tải trọng qua tấm phẳng hoặc thí nghiệm nén bên.

Thí nghiệm nén bên còn có thể đo được hệ số áp lực bên tĩnh.

1.1.3. Nội dung chủ yếu của báo cáo khảo sát

Khảo sát địa chất công trình cho công trình chắn giữ hố móng thường phải tiến hành kết hợp đồng thời với công trình chủ thể, do đó, báo cáo cũng phải soạn thảo cùng lúc. Ngoài những nội dung mà báo cáo khảo sát của công trình chủ thể cần phải có ra, chủ yếu có các nội dung sau đây:

1) Khái quát về các điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn có liên quan tới việc đào và chắn giữ hố móng. Với các tầng đất có liên quan tới việc đào và chắn giữ thì việc phân bố và biến đổi của chúng theo các thế nằm ngang và chiều thẳng đứng phải phân chia và miêu tả cho thật chi tiết, trên bản vẽ mặt bằng và mặt cắt phải chỉ rõ vị trí của khe suối ngầm, sông cổ và các tư liệu về những địa tầng có thể xẩy ra hiện tượng phun trào, cát chảy, đồng thời đưa ra các biện pháp và kiến nghị phòng ngừa;

2) Tiến hành thống kê và tổng hợp phân tích các thông số cơ lí của đất cần thiết cho thiết kế và thi công công trình chắn giữ hố móng, đề ra trị số kiến nghị của các thông số;

3) Cung cấp tài liệu và thông số về các tầng chứa nước, cũng như nguồn nước có thể gây úng ngập, đưa ra kiến nghị về phương án thi công chắn giữ hố móng và hạ mực nước ngầm hoặc cần tháo khô tiểu vùng xây dựng.

4) Dự kiến sự biến đổi mối quan hệ ứng suất - biến dạng của thể đất do đào hố móng gây ra và những ảnh hưởng bất lợi của việc hạ mực nước ngầm có thể xẩy ra cho môi trường xung quanh;

5) Đưa ra kiến nghị về việc đo đạc ở hiện trường đối với các kết cấu chắn giữ và việc quan trắc trong thi công cho hố móng hoặc công trình lân cận.

Ngoài những nội dung chính nói trên có thể thêm những phụ lục tương ứng với các phần chính của báo cáo.

1.2. ĐIỀU TRA CÔNG TRÌNH XUNG QUANH

Trước khi thiết kế và thi công công trình chắn giữ hố móng sâu, phải điều tra tường tận môi trường xung quanh, làm rõ vị trí, hiện trạng của các công trình xây dựng, các vật kết cấu ngầm, đường sá, ống ngầm v.v... hiện đang có trong phạm vi chịu ảnh hưởng, đồng thời dự tính những ảnh hưởng đối với công trình xung quanh do việc đào hố móng và hạ mực nước ngầm gây ra. Đề ra các biện pháp đề phòng, khống chế và quan trắc cần thiết.

1) Công trình xây dựng trên mặt đất: Các công trình xây dựng trong phạm vi ảnh hưởng bằng khoảng 3 lần độ sâu đào móng ở xung quanh hố móng, phải điều tra rõ về hình thức kết cấu, kiểu loại, kích thước và độ chôn sâu của móng, thời gian thi công xây dựng, tình hình sử dụng, hiện trạng của lún, biến dạng, tình hình ổn định, có bị lún, nghiêng không đều nghiêm trọng không, có vết nứt không và mở rộng vết nứt như thế nào v.v...

2) Kết cấu ngầm: Chủ yếu là đường xe điện ngầm, đường hầm, công trình phòng không, bể chứa dầu ngầm, nhà gara ngầm v.v... Làm rõ hình thức kết cấu, độ chôn sâu, vị trí mặt bằng, công năng sử dụng và khả năng có thể xảy ra khi di dịch vị trí v.v...

3) Đường ống ngầm: chủ yếu là ống khí đốt, ống cấp nước, ống thoát nước, đường cáp điện, điện thoại v.v... Phải điều tra rõ về công năng sử dụng, vị trí, độ chôn sâu, áp lực trong ống, đường kính ống, vật liệu ống và cấu tạo mối nối ống v.v...

4) Đường sắt, đường bộ: Điều tra rõ về đường ray của đường sắt, kết cấu mặt đường của đường bộ, cự li từ đường sắt đường bộ tới hố móng, tình hình của nền đường, lưu lượng xe cộ và tải trọng của xe v.v...

Ở một số nước tiên tiến người ta có sẵn tài liệu về hệ thống công trình ngầm, kể cả một phần trong hệ thống đó đã loại bỏ, nên những công việc vừa nêu có thể thực hiện tương đối đơn giản. Ngược lại, ở nước ta, việc lưu giữ bản đồ hệ thống công trình ngầm (tuy mới hạn chế chỉ với mạng lưới hệ thống kĩ thuật: đường cấp thoát nước, cáp điện tín và điện động lực...) tại các thành phố lớn còn nhiều thiếu sót cho nên những thông tin cần thiết nói trên cần phải tìm phương pháp khảo sát cũng như tổ chức đo vẽ cần thiết nên sẽ rất tốn kém. Ngoài ra việc xác định lượng bom mìn còn sót (chưa nổ hiện nằm trong lòng đất) trong chiến tranh vừa qua càng làm cho công tác khảo sát điều kiện môi trường thêm những nhiệm vụ có đặc thù riêng và để giải quyết phải nhờ đến sự giúp đỡ kĩ thuật của công binh.

Tóm lại, để việc khảo sát nói trên có đủ thông tin phục vụ cho thiết kế và thi công hố đào sâu cần phải có những số liệu trắc đạc công trình, địa chất công trình, địa chất thuỷ văn, công trình lân cận và có khi cần cả số liệu về khí tượng thuỷ văn nữa.

Chương 2
TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG LÊN KẾT CẤU CHẮN GIỮ

2.1. CÁC DẠNG TẢI TRỌNG VÀ PHÂN LOẠI

Tải trọng tác động vào kết cấu thông thường có thể chia làm 3 loại:

1) Tải trọng vĩnh cửu (tải trọng tĩnh): là tải trọng mà trong thời gian sử dụng kết cấu không biến đổi trị số, hoặc biến đổi của chúng so với trị số bình quân có thể bỏ qua không tính. Ví dụ như trọng lượng bản thân kết cấu, áp lực của đất v.v...

2) Tải trọng khả biến (tải trọng động): là tải trọng mà trong thời gian sử dụng kết cấu có biến đổi trị số mà trị số biến đổi của chúng so với trị số bình quân không thể bỏ qua được. Ví dụ tải trọng động mặt sàn, ôtô, cần trục hoặc tải trọng xếp đống vật liệu v.v...

3) Tải trọng ngẫu nhiên: là tải trọng mà trong thời gian xây dựng và sử dụng kết cấu không nhất định xuất hiện, nhưng hễ có xuất hiện thì trị số rất lớn và thời gian duy trì tương đối ngắn. Ví dụ lực động đất, lực phát nổ, lực va đập v.v...

Tải trọng tác động lên kết cấu chắn giữ chủ yếu có:

1) Áp lực đất;

2) Áp lực nước;

3) Tải trọng truyền từ móng qua môi trường đất của công trình xây dựng trong phạm vi vùng ảnh hưởng (ở gần hố móng);

4) Tải trọng thi công: ôtô, cần cẩu, vật liệu xếp trên hiện trường, lực neo giữ tường cừ v.v...

5) Nếu vật chắn giữ là một bộ phận của kết cấu chủ thể thì phải kể lực động đất;

6) Tải trọng phụ do sự biến đổi nhiệt độ và co ngót của bêtông gây ra. Tuỳ theo kết cấu chắn giữ hố móng khác nhau cũng như điều kiện đất nền mà các loại tải trọng sẽ xuất hiện ở các dạng khác nhau. Trong bảng 2.1 trình bày các dạng tải trọng khi dùng giếng chìm hoặc tường trong đất làm kết cấu chắn giữ hố móng.

Bảng 2.1. Tải trọng và tác động lên giếng chìm và tường trong đất trong giai đoạn thi công

TT	Tải trọng và tác động	Hệ số vượt tải
	Thường xuyên	
1	Trọng lượng của kết cấu (tường, đáy...)	1,1 (0,9)
2	Áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh	1,1 (0,9)

Bảng 2.1. (tiếp theo)

TT	Tải trọng và tác động	Hệ số vượt tải
3	Áp lực thêm của đất lên tường khi có vỉa đất nghiêng	1,1 (0,9)
4	Áp lực ngang tác dụng lên đất khi đổ bêtông và truyền qua đất lên tường sau khi bêtông đông cứng	1,1 (0,9)
5	Áp lực thêm không đều hướng ngang của đất lên tường ngầm có mặt bằng hình tròn khi đất không đồng nhất	1,0
6	Áp lực thuỷ tĩnh lên tường (hướng ngang) và lên đáy (hướng thẳng đứng)	1,1 (0,9)
7	Lực ma sát giữa tường và đất khi đẩy nổi công trình	1,0
8	Lực căng của neo	
	- Để chịu áp lực ngang của đất	1,1
	- Để tạo phụ tải chống đẩy nổi công trình	1,0
	Ngắn hạn	
9	Áp lực đất phụ thêm lên tường theo hướng ngang do tải trọng trên mặt đất, giếng chìm bị nghiêng	1,0
10	Áp lực chủ động và bị động của đất	1,1
11	Lực ma sát trên mặt bên giếng chìm khi hạ giếng	1,1
12	Tải trọng trên sàn do các phương tiện giao thông, hàng nặng	1,1
13	Áp lực thuỷ tĩnh của dung dịch sét trong áo sét giữ thành	1,2 (0,8)
14	Sức chống của đất ở dưới dao cắt tại chân giếng chìm khi hạ giếng	-
15	Sức chống của đất dưới đáy công trình	-
16	Phụ tải của giếng chìm khi hạ (gồm cả neo đất)	1,0

Hệ số vượt tải trong dấu ngoặc ở bảng 2.1 được dùng khi tính công trình lúc hạ, đẩy nổi, ổn định chống trượt, còn khi tính theo biến dạng thì hệ số vượt tải nên lấy bằng 1,0.

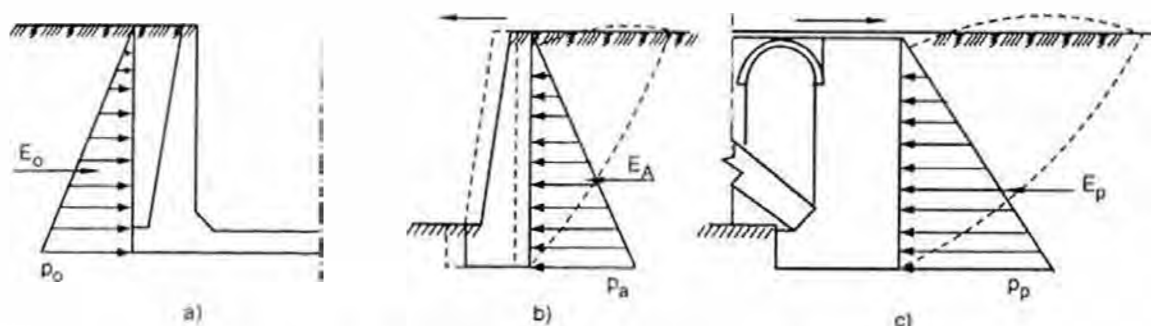
2.2. ÁP LỰC ĐẤT

Khi tính toán kết cấu chắn giữ, áp lực tác động vào bề mặt tiếp xúc của kết cấu chắn giữ với thể đất tức là áp lực đất. Độ lớn và quy luật phân bố của áp lực đất có liên quan với các nhân tố hướng và độ lớn của chuyển vị ngang của kết cấu chắn giữ, tính chất của đất, độ cứng và độ cao của vật kết cấu chắn giữ, nhưng do việc xác định chúng khá phức tạp ngay trong trường hợp đơn giản nhất nên hiện nay vẫn dùng lí thuyết Coulomb với những hiệu chỉnh bằng số liệu thực nghiệm.

1) Áp lực đất tĩnh (hình 2.1a). Như tường chắn đất cứng duy trì ở vị trí tĩnh tại bất động (không bị dịch chuyển) thì áp lực đất tác động vào tường gọi là áp lực đất tĩnh. Hợp lực của áp lực đất tĩnh tác động trên mỗi mét dài tường chắn đất biểu thị bằng E_o (kN/m), cường độ áp lực đất tĩnh biểu thị bằng p_o (kPa).

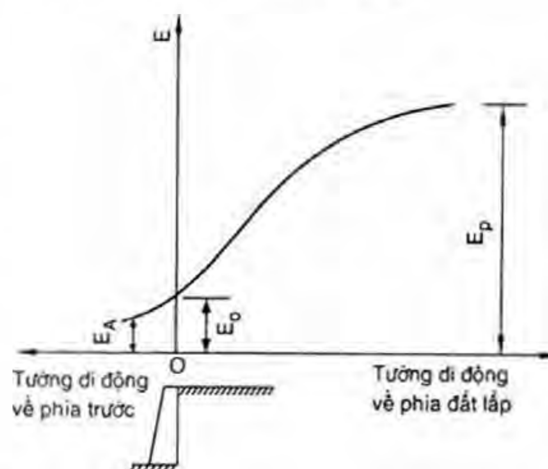
2) Áp lực đất chủ động (hình 2.1b). Nếu tường chắn đất dưới tác động của áp lực đất lấp mà lưng dịch chuyển theo chiều đất lấp, khi đó áp lực đất tác động vào tường sẽ từ áp lực đất tĩnh mà giảm dần đi, khi thể đất ở sau tường đạt đến giới hạn cân bằng, đồng thời xuất hiện mặt trượt liên tục làm cho thể đất trượt xuống, khi đó áp lực đất giảm đến trị nhỏ nhất, gọi là áp lực đất chủ động, biểu thị bằng E_A (kN/m) và p_a (kPa).

3) Áp lực đất bị động (hình 2.1c). Nếu tường chắn đất dưới tác dụng của ngoại lực di động theo chiều đất lấp, khi đó áp lực đất tác động vào tường sẽ từ áp lực đất tĩnh mà tăng dần lên, liên tục cho đến khi thể đất đạt giới hạn cân bằng, đồng thời xuất hiện mặt trượt liên tục, thể đất ở phía sau tường bị chèn đẩy lên. Khi đó, áp lực đất tăng tới trị số lớn nhất, gọi là áp lực đất bị động, biểu thị bằng E_p (kN/m) và p_p (kPa).



Hình 2.1: Ba loại áp lực đất.
a) Áp lực đất tĩnh; b) Áp lực đất chủ động; c) Áp lực đất bị động.

Qua trình bày như trên có thể thấy, trong ba loại áp lực đất thì áp lực đất bị động lớn hơn áp lực đất tĩnh, và áp lực đất chủ động là nhỏ nhất. Từ phân tích lí luận và thử nghiệm thực tiễn cho thấy, chuyển vị cần thiết khi phía sau tường chắn đất đạt đến áp lực đất bị động lớn hơn rất nhiều áp lực đất chủ động. Hình 2.2 chỉ rõ mối quan hệ giữa áp lực đất với chuyển vị của tường chắn đất.



Hình 2.2: Quan hệ giữa áp lực đất với chuyển vị tường

2.2.1. Tính áp lực đất tĩnh

Nếu tường chắn duy trì tĩnh tại bất động ở nguyên vị trí của nó thì áp lực đất tác động vào tường gọi là áp lực đất tĩnh. Đất ở phía sau tường chắn ở vào trạng thái cân bằng đàn hồi, áp lực đất tĩnh có thể tính theo công thức sau:

$$p_o = (\sum\gamma_i h_i + q)K_o \quad (2.1)$$

Trong đó:

p_o - cường độ áp lực đất tĩnh tại điểm tính toán (kPa);

γ_i - trọng lượng đơn vị của tầng đất thứ i bên trên điểm tính toán (kN/m^3);

h_i - độ dày tầng đất thứ i bên trên điểm tính toán (m);

q - tải trọng phân bố đều trên mặt đất (kPa);

K_o - hệ số áp lực đất tĩnh của đất ở tại điểm tính toán.

Hệ số áp lực đất tĩnh K_o xác định bằng thí nghiệm:

Lần đầu tiên vào những năm 40 Jaky đưa ra, sau đó thí nghiệm của Bishop v. v... chứng thực, với đất cố kết bình thường có thể lấy gần đúng là:

$$K_o = 1 - \sin\varphi' \quad (2.2)$$

Trong đó: φ' - góc ma sát trong hữu hiệu của đất, xác định bằng thí nghiệm đo áp lực nước lỗ rỗng cắt không thoát nước cắt chậm hoặc cố kết ba trục.

Với đất siêu cố kết có thể lấy:

$$K_o^{OCR} = K_o(OCR)^{0,5} \quad (2.3)$$

Trong đó: OCR - hệ số siêu cố kết của đất.

Khi không có tài liệu thí nghiệm, có thể tham khảo ở các bảng 2.2 đến 2.4.

Bảng 2.2. Trị tham khảo hệ số áp lực đất tĩnh K_o

Loại đất	Đất cứng rắn	Sét dẻo - dẻo cứng, đất bột đất cát	Sét dẻo - sét dẻo mềm	Sét dẻo mềm	Sét dẻo chảy
K_o	0,1 - 0,4	0,4 - 0,5	0,5 - 0,6	0,6 - 0,75	0,75 - 0,80

Bảng 2.3. Hệ số áp lực tĩnh K_o của đất

Loại đất	W_L	I_p	K_o
Cát tơi, bão hoà	-	-	0,46
Cát chặt, bão hoà	-	-	0,36
Cát chặt, khô (e = 0,6)	-	-	0,49
Cát tơi, khô (e = 0,8)	-	-	0,64
Đất nén chặt, sét tàn tích	-	9	0,42
Đất nén chặt, sét tàn tích	-	31	0,66
Sét bột hữu cơ, chưa bị xáo động	74	45	0,57
Đất cao lanh, chưa bị xáo động	61	23	0,64 - 0,70
Sét biển (Oslo), chưa bị xáo động	37	16	0,48
Sét có tính quá nhậy	34	10	0,52

Bảng này lấy từ H. F. Winterkorn, H. Y. Fang (Foundation Engineering Handbook), 1975.

Bảng 2.4. Hệ số áp lực tĩnh của đất nén chặt

Tên đất	K_0
Đá sỏi, đá cuội	0,20
Đất cát	0,25
Đất á cát	0,35
Đất á sét	0,45
Đất sét	0,55

Bảng này lấy từ "Quy phạm thông dụng để thiết kế đường ôtô, cầu, hầm JTJ 021.89" của Trung Quốc".

Đối với công trình đô thị hoặc khi có yêu cầu khắt khe của công trình xây dựng ở xung quanh đối với chuyển vị của kết cấu chắn đất và của nền có thể tính theo áp lực đất tĩnh.

2.2.2. Lí thuyết áp lực đất Rankine

2.2.2.1. Lí thuyết cân bằng giới hạn của đất

Hình 2.3, đem đường cong cường độ chống cắt và trạng thái ứng suất ở một điểm nào đó trong đất vẽ thành một hình tròn ứng suất Morh, khi vòng ứng suất O_1 với đường cường độ $\tau_f = c + \sigma\tan\varphi$ tiếp xúc nhau ở điểm A thì mặt cắt qua điểm này đều ở vào trạng thái cân bằng giới hạn. Từ tam giác ΔABO_1, ta có:

$$\sin\varphi = \frac{AO_1}{BO_1} = \frac{\dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\dfrac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c\,.\,\cot\varphi} \tag{2.4}$$

Từ đó:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1\sin\varphi + \sigma_3\sin\varphi + 2c\cos\varphi \tag{2.5}$$

$$\sigma_1(1 - \sin\varphi) = \sigma_3(1 + \sin\varphi) + 2c\cos\varphi$$

Bằng cách biến đổi hàm số lượng giác, ta có mối quan hệ của các ứng suất chính khi một điểm nào đó trong đất ở trạng thái cân bằng giới hạn là:

$$\sigma_1 = \sigma_3\tan^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\tan\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{2.6}$$

Hoặc :

$$\sigma_3 = \sigma_1\tan^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{2.7}$$

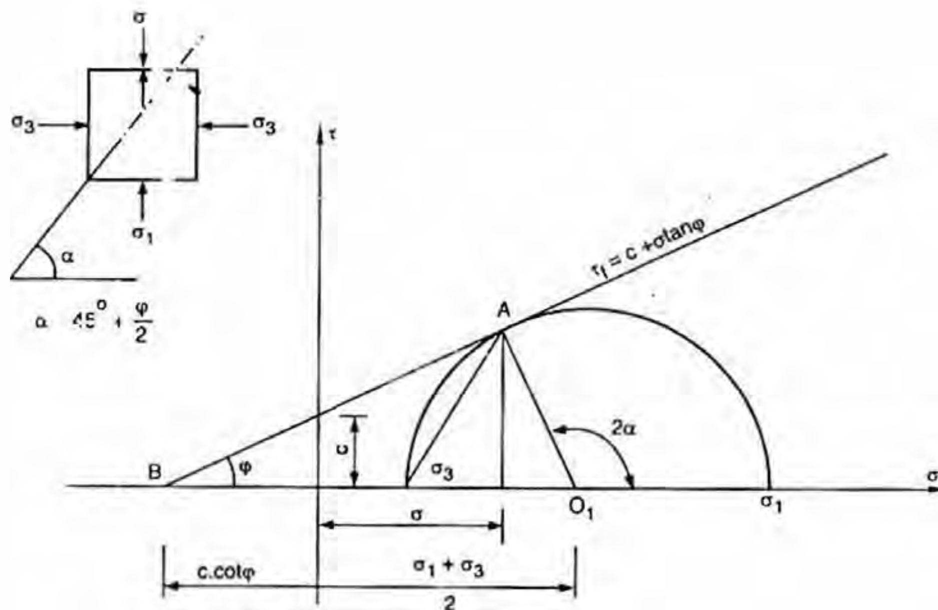
Trong đó:

σ_1 - ứng suất chính lớn nhất của 1 điểm nào đó trong đất;

σ_3 - ứng suất chính nhỏ nhất của 1 điểm nào đó trong đất;

c - lực dính kết của đất;

φ - góc ma sát trong của đất.



Hình 2.3: Vòng tròn ứng suất ở điều kiện cân bằng giới hạn

Khi điểm nào đó trong đất ở trạng thái phá huỷ cắt, thì trị α của góc kẹp giữa mặt cắt với mặt tác dụng của ứng suất chính lớn O_1 là:

$$2\alpha = 90^o + \varphi$$

Do đó:

$$\alpha = 45^o + \frac{\varphi}{2} \quad (2.8)$$

2.2.2.2. Nguyên lí cơ bản của lí thuyết áp lực đất Rankine

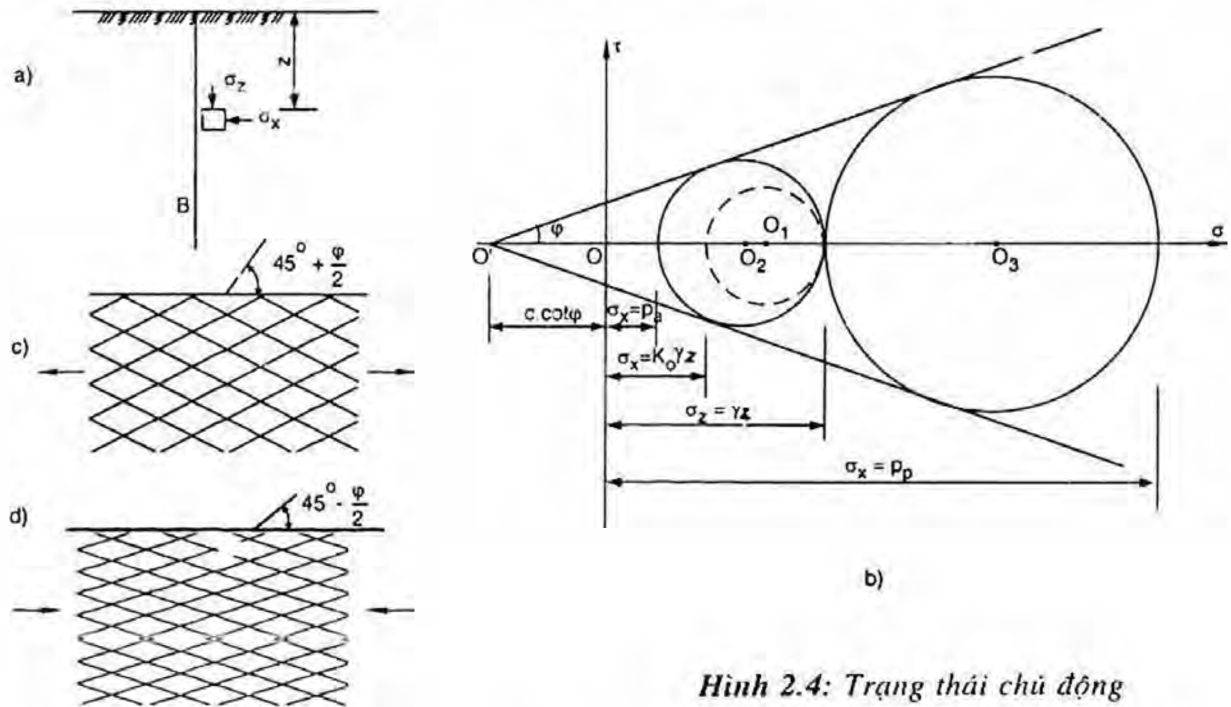
Như hình 2.4a cho thấy, nếu trong thể đất bán vô hạn lấy một mặt cắt thẳng đứng, ở độ sâu z của mặt AB lấy một phân tố nhỏ, ứng suất hướng pháp tuyến là σ_z, σ_x, vì trên mặt AB không có ứng suất cắt, nên σ_z và σ_x đều là ứng suất chính. Khi thể đất ở vào trạng thái cân bằng đàn hồi:

$$\sigma_z = \gamma z$$

$$\sigma_x = K_o \gamma z$$

Vòng tròn ứng suất O_1 ở điểm này không tiếp xúc với đường bao cường độ chịu cắt (như hình 2.4b). Khi σ_z không đổi, σ_x giảm nhỏ dần, vòng tròn ứng suất O_2 tiếp xúc với đường bao cường độ, thể đất đạt đến cân bằng giới hạn. σ_z và σ_x lần lượt là ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất, khi đó ta có trạng thái chủ động Rankine, trong thể

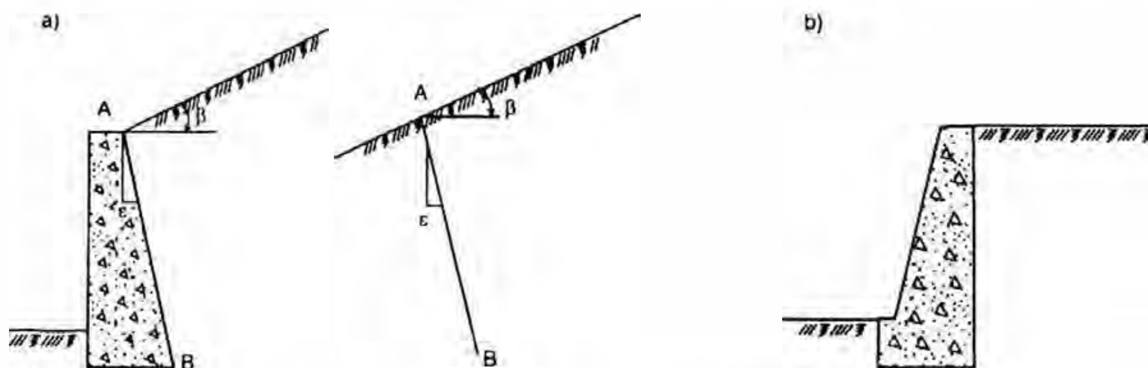
đât hai tổ mặt trượt làm thành góc kẹp $45^o + \varphi/2$ với mặt phẳng ngang (như hình 2.4c). Khi σ_z không đổi, σ_x tăng lớn dần, vòng tròn ứng suất O_3 cũng tiếp xúc với đường bao cường độ, thể đất đạt đến cân bằng giới hạn. Khi đó σ_z là ứng suất chính nhỏ nhất còn σ_x là ứng suất chính lớn nhất, trong thể đất, hai tổ mặt trượt làm thành góc $45^o - \varphi/2$ với mặt nằm ngang (như hình 2.4d), khi đó ta có trạng thái bị động Rankine.



Hình 2.4: Trạng thái chủ động và bị động Rankine

Áp lực đất tác động lên lưng tường AB của tường chắn đất, tức là tình trạng ứng suất trên mặt AB ứng với phương chiều, độ dài lưng tường trong thể đất bán vô hạn khi đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn (hình 2.5a).

Lí thuyết Rankine cho rằng có thể dùng tường chắn đất để thay thế một bộ phận của thể đất bán vô hạn mà không ảnh hưởng đến tình trạng ứng suất trong thể đất. Do đó, cân bằng giới hạn theo lí thuyết Rankine, chỉ có một điều kiện biên tức là tình trạng bề mặt của thể đất vô hạn mà không kể đến điều kiện biên trên mặt tiếp xúc lưng tường với thể đất.



Hình 2.5: Lí thuyết áp lực đất Rankine

Ở đây chỉ thảo luận với tình huống đơn giản nhất: lưng tường là thẳng đứng, mặt đất lấp là mặt phẳng ngang (hình 2.5b). Do đó có thể dùng quan hệ giữa ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất khi thể đất ở vào trạng thái cân bằng giới hạn [công thức (2.6), công thức (2.7)] để tính toán áp lực đất tác động trên lưng tường.

2.2.2.3. Tính áp lực đất chủ động Rankine

Khi lưng tường là thẳng đứng, mặt đất lấp là nằm ngang thì có thể vận dụng lí thuyết cân bằng giới hạn nói trên để tính áp lực đất chủ động, như thể hiện trong hình 2.6a, nếu lưng tường AB dưới tác động của áp lực đất mà làm cho lưng tường tách khỏi đất lấp di động ra ngoài tới A'B', khi đó thể đất sau tường đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn, tức là trạng thái chủ động Rankine. Lấy một phân tố đất ở độ sâu Z chỗ lưng tường, thì ứng suất theo chiều đứng của nó $\sigma_z = \gamma z$ là ứng suất chính lớn nhất σ_1, ứng suất theo chiều ngang σ_x là ứng suất chính nhỏ nhất σ_3, cũng tức là áp lực đất chủ động cần tính toán p_a. Lấy $\sigma_3 = p_a$, $\sigma_1 = \gamma z$ thay vào công thức (2.7) sẽ có công thức tính áp lực đất chủ động Rankine:

$$p_a = \gamma z \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_a \tag{2.9}$$

Đất có tính sét:

$$p_a = \gamma z \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \tag{2.10}$$

Trong đó:

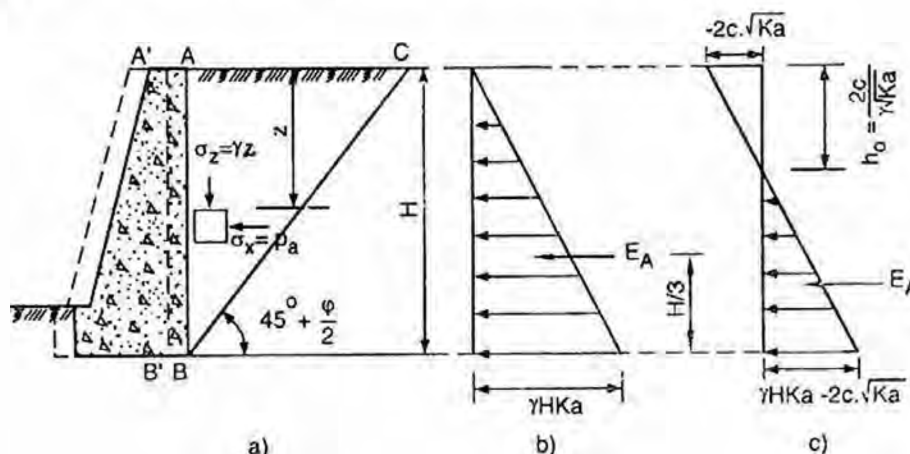
K_a - hệ số áp lực đất chủ động:

$$K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right);$$

γ - trọng lượng đất (kN/m^3);

c, φ - lực dính kết (kPa) và góc ma sát trong của đất;

z - độ sâu từ điểm tính toán đến mặt đất lấp (m).



Hình 2.6: *Tính áp lực đất chủ động Rankine*
a) Tường chắn đất dịch chuyển ra ngoài; b) Đất cát; c) Đất sét.

Từ công thức nói trên và hình 2.6b, c có thể thấy, áp lực đất chủ động p_a phân bố đường thẳng theo độ sâu z. Hợp lực E_A của áp lực đất chủ động tác động trên lưng tường sẽ là diện tích của hình phân bố p_a, vị trí của điểm tác động ở chỗ trọng tâm của hình phân bố. Khi đất có tính cát:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \text{ (kN/m)} \tag{2.11}$$

E_A tác động ở chỗ H/3 cách mặt đất của tường chắn đất.

Đất có tính sét· Khi Z = 0, từ công thức (2.10) biết $p_a = -2c\sqrt{K_a}$, tức là xuất hiện vùng lực kéo. Cho p_a trong công thức (2.10) bằng 0, có thể giải được độ cao của vùng chịu kéo là:

$$h_o = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \tag{2.12}$$

Vì giữa đất lấp và lưng tường không thể chịu ứng suất kéo, do đó, trong phạm vi lực kéo sẽ xuất hiện khe nứt, khi tính áp lực đất chủ động trên lưng tường sẽ không xét đến tác động của vùng lực kéo, nên:

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma K_a (H - h_o)^2 = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} \tag{2.13}$$

Từ công thức (2.8) có thể biết, góc kẹp của mặt trượt BC xuất hiện trong đất sau tường với mặt nằm ngang là $45^o + \varphi/2$.

Nếu phía sau tường là đất gồm nhiều lớp vẫn có thể theo công thức (2.9), công thức (2.10) để tính áp lực đất chủ động nhưng phải chú ý trên mặt ranh giới của các lớp đất, do chỉ tiêu cường độ chịu cắt của 2 lớp đất là khác nhau, làm cho phân bố của áp lực đất có đột biến (hình 2.7). Phương pháp tính như sau:

Điểm a: $P_{a1} = -2c_1\sqrt{K_{a1}}$

Trên điểm b (trong tầng đất thứ nhất): $P'_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{a1} - 2c_1\sqrt{K_{a1}}$ (2.14)

Dưới điểm b (trong tầng đất thứ hai): $P''_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{a2} - 2c_2\sqrt{K_{a2}}$

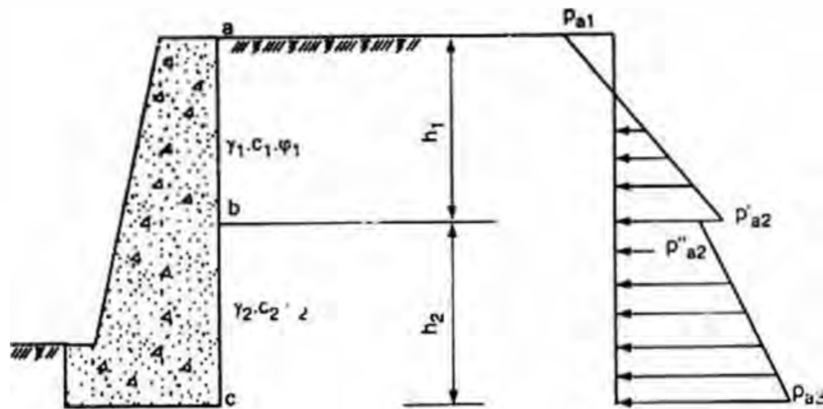
Điểm c: $P_{a3} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)K_{a2} - 2c_2\sqrt{K_{a2}}$

Trong đó:

$$K_{a1} = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

$$K_{a2} = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

Ý nghĩa của các kí hiệu khác xem ở hình 2.7.



Hình 2.7: Tính áp lực chủ động của đất gồm nhiều lớp

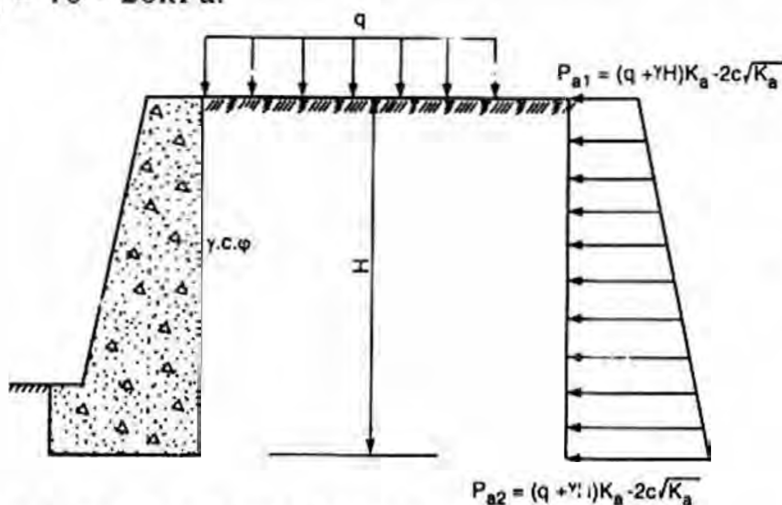
Như hình 2.8 cho thấy, khi bề mặt đất lấp phía sau tường chắn có tải trọng phân bố đều liên tục q tác động, khi tính toán có thể cho ứng suất đứng σ_z ở độ sâu z tăng thêm một trị q, thay γz trong công thức (2.9), công thức (2.10) bằng $(q + \gamma z)$, sẽ có công thức tính toán áp lực đất chủ động khi có siêu tải trên mặt đất lấp:

Đất tính cát: $p_a = (\gamma z + q)K_a$ (2.15)

Đất tính sét: $p_a = (\gamma z + q)K_a - 2c\sqrt{K_a}$ (2.16)

Trong đó: q - siêu tải trên mặt.

Khi không có siêu tải cố định, để kể đến việc có thể chất tải thi công xẩy ra bất kì lúc nào ở bờ hố móng sâu, và các yếu tố như xe cộ chạy qua v. v..., thông thường có thể lấy q = 10 - 20kPa.



Hình 2.8: Tính áp lực đất chủ động khi trên đất lấp có siêu tải

2.2.2.4. Tính áp lực đất bị động Rankine

Hình 2.9 thể hiện một tường chắn đất có lưng tường thẳng đứng, mặt đất nằm ngang, nếu tường đẩy về phía đất lấp dưới tác động của ngoại lực, khi đất phía sau tường đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn ta sẽ có trạng thái bị động Rankine. Xét một phân tố đất ở độ sâu z của lưng tường thì ứng suất đứng $\sigma_z = \gamma z$ là ứng suất chính nhỏ nhất σ_3, ứng suất ngang σ_x là ứng suất chính lớn nhất σ_1, cũng tức là áp lực đất bị động p_p. Cho $\sigma_1 = p_p$, $\sigma_z = \gamma z$ thay vào công thức (2.6) sẽ được công thức tính áp lực đất bị động Rankine:

Đất cát: $$p_p = \gamma z \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_p \quad (2.17)$$

Đất sét: $$p_p = \gamma z \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \tan\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_p + 2c\sqrt{k_p} \quad (2.18)$$

Trong đó: $$K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right).$$

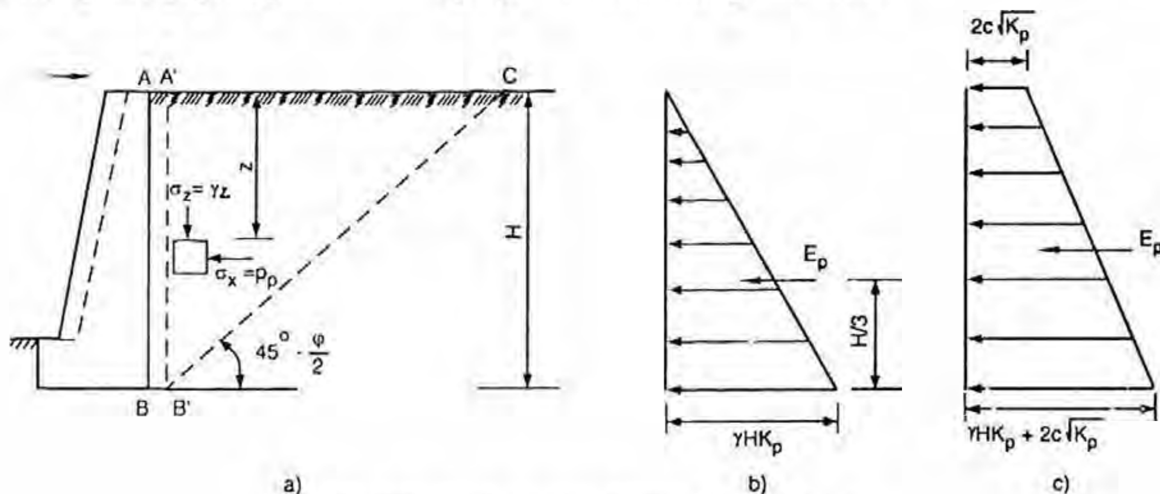
Từ công thức trên có thể biết, áp lực đất bị động p_p phân bố thành đường thẳng theo độ sâu z, như hình 2.9b, c. Hợp lực E_p của áp lực đất bị động tác dụng trên lưng tường có thể tìm được bằng diện tích hình phân bố của p_p:

Đất cát: $$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \quad (2.19)$$

Đất sét: $$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (2.20)$$

Góc kẹp giữa mặt trượt BC xuất hiện trong thể đất sau tường với mặt phẳng ngang là (45° - φ/2).

Nếu đất lấp thành từng lớp, trên mặt đất lấp có siêu tải thì phương pháp tính áp lực đất bị động cũng giống như tính áp lực đất chủ động nói trên.



Hình 2.9: Tính áp lực đất bị động Rankine
a) Tường chắn đất dịch chuyển về phía đất lấp; b) Đất cát; c) Đất sét.

2.2.3. Lí thuyết áp lực đất Coulomb

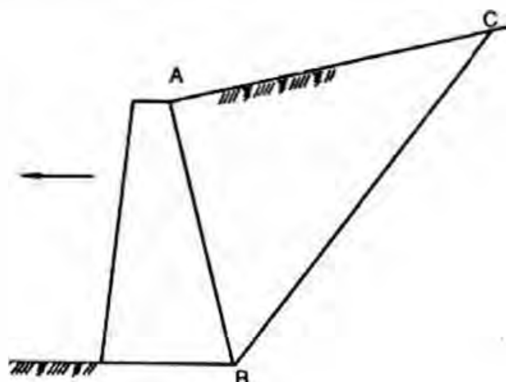
2.2.3.1. Nguyên lí cơ bản

Nguyên lí áp lực đất Coulomb: giả định tường chắn là cứng, đất lấp phía sau tường là đất cát đồng đều, khi lưng tường dịch chuyển tach xa thể đất hoặc đẩy về phía thể đất, thể đất phía sau tường sẽ đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn, mặt trượt của nó thông qua hai tổ mặt phẳng ở chân tường B (hình 2.10), một là mặt AB men theo lưng

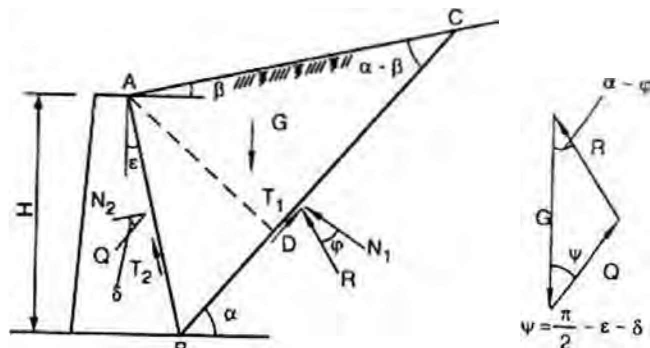
tường, mặt nữa là mặt BC hình thành ở trong thể đất. Giả định nêm đất trượt ABC là thể cứng, căn cứ vào điều kiện cân bằng của nêm đất ABC, theo bài toán phẳng sẽ giải được áp lực đất tác dụng trên tường chắn đất.

2.2.3.2. Tính áp lực đất chủ động

Tường chắn đất thể hiện như hình 2.11, lưng tường AB nghiêng lệch đi tạo thành góc kẹp ε với đường thẳng đứng, bề mặt đất lấp AC là mặt phẳng tạo thành góc kẹp β với mặt phẳng ngang.



Hình 2.10: *Lí thuyết áp lực đất Coulomb*



Hình 2.11: *Tính áp lực đất chủ động Coulomb*

Nếu tường chắn dưới tác động của áp lực đất lấp dịch chuyển ra ngoài tách rời khỏi đất lấp, thể đất sau tường đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn (trang thái chủ động), trong thể đất sinh ra hai mặt trượt AB và BC thông qua chân tường B. Nếu mặt trượt BC tạo thành góc kẹp α với mặt phẳng ngang, xét một đơn vị độ dài tường chắn, coi nêm đất trượt ABC được tách độc lập và xét đến điều kiện cân bằng tĩnh của nó; các lực tác động vào nêm đất trượt ABC có:

1) Trọng lượng G của nêm đất ABC. Nếu trị α đã biết thì độ lớn, phương chiều, và vị trí điểm tác động của G đều đã biết.

2) Phản lực R của thể đất tác động trên mặt trượt BC. R là hợp lực của ma sát T_1 trên mặt BC với phản lực hướng pháp N_1, góc kẹp của nó với pháp tuyến của mặt BC bằng góc ma sát trong φ của đất. Bởi vì nêm đất trượt ABC tương ứng với thể đất bên phải của mặt trượt BC dịch chuyển theo chiều đi xuống, nên chiều của lực ma sát T_1 là đi lên, chiều tác dụng của R đã biết, độ lớn chưa biết.

3) Lực tác dụng Q của tường chắn đất vào nêm đất. Góc kẹp của nó với pháp tuyến ở lưng tường bằng góc ma sát δ giữa lưng tường với nêm đất. Tương tự, bởi vì nêm đất trượt ABC tương ứng với lưng tường trượt theo chiều đi xuống, nên lực ma sát T_2 của lưng tường sinh ra ở mặt AB có chiều đi lên. Chiều tác dụng của Q đã biết, độ lớn chưa biết.

Hình 2.11 trình bày tam giác lực của G, R và Q đã tính đến điều kiện cân bằng tĩnh của nêm đất trượt ABC, từ định luật Sin có:

$$\frac{G}{\sin[\pi - (\psi + \alpha - \varphi)]} = \frac{Q}{\sin(\alpha - \varphi)} \qquad (2.21)$$

Trong đó: $\psi = \frac{\pi}{2} - \varepsilon - \delta$, các kí hiệu khác xem hình 2.11.

Từ hình 2.11 có thể biết: $G = \frac{1}{2}\overline{ADBC}_\gamma$

$$\overline{AD} = H\frac{\cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos\varepsilon}\ ;\ \overline{BC} = H\frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos\varepsilon\sin(\alpha - \beta)}$$

Từ đó: $$G = \frac{1}{2}\gamma H^2\frac{\cos(\varepsilon - \alpha)\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\sin(\alpha - \beta)}$$

Đem G thay vào (2-21) ta có:

$$Q = H\frac{1}{2}\gamma H^2\left[\frac{\cos(\varepsilon - \alpha)\cos(\beta - \varepsilon)\sin(\alpha - \varphi)}{\cos^2\varepsilon\sin(\alpha - \beta)\cos[\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta]}\right] \qquad (2.22)$$

Trong đó: γ, H, ε, β, δ, φ đều là hằng số. Q biến đổi theo góc nghiêng α của mặt trượt BC. Khi $\alpha = \pi/2 + \varepsilon$, G = 0 thì Q = 0; Khi α = φ, R và Q trùng hợp thì Q = 0; Do đó, khi α biến đổi giữa $(\pi/2 + \varepsilon)$ và φ, Q sẽ có một trị cực đại, trị cực đại Q_{max} này tức là áp lực đất chủ động E_A đang tìm.

Khi muốn tính trị Q_{max}, có thể cho:

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0 \qquad (2.23)$$

Do đó, có thể dùng công thức (2 22) để tìm đạo hàm (2.23) đối với α, giải được trị α, thay vào công thức (2.22), sẽ có công thức tính áp lực đất chủ động Coulomb:

$$E_A = Q_{max} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad (2.24)$$

Trong đó: K_a - hệ số áp lực đất chủ động, trị số của nó không giống với lí thuyết Rankine, mà là:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\cos(\delta + \varepsilon)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \varepsilon)\cos(\varepsilon - \beta)}}\right]^2} \qquad (2.25)$$

Trong đó:

γ, φ - trọng lượng và góc ma sát trong của đất lấp sau tường;

H - độ cao của tường chắn đất;

ε - góc kẹp giữa lưng tường với đường thẳng đứng. Lưng tường nghiêng úp xuống là dương (hình 2.11), ngược lại là âm;

β - góc nghiêng giữa mặt đất lấp với mặt phẳng ngang;

δ - góc ma sát giữa lưng tường với đất lấp.

Nếu mặt đất lấp nằm ngang, lưng tường đứng thẳng, mà lưng tường lại nhẵn thì ta sẽ có β = 0, ε = 0, và δ = 0, do đó, từ công thức (2.25) ta được:

$$K_a = \frac{\cos^2\varphi}{(1+\sin\varphi)^2} = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Công thức này giống như hệ số áp lực đất chủ động Rankine đối với đất cát [xem công thức (2.9)]. Từ đó có thể thấy, trong những điều kiện xác định, kết quả thu được từ 2 loại lí thuyết áp lực đất là giống nhau.

Để tính độ dài của nêm đất trượt (cũng còn gọi là lăng thể phá huỷ, tức độ dài AC), cần phải tìm được trị góc nghiêng α của mặt trượt nguy hiểm nhất BC. Nếu mặt đất lấp BC là mặt nằm ngang, tức khi β = 0, căn cứ vào điều kiện của công thức (2.23), có thể tìm được công thức tính của α như sau: Khi lưng tường nghiêng úp xuống (tức ε > 0, như thể hiện trên hình 2.12a):

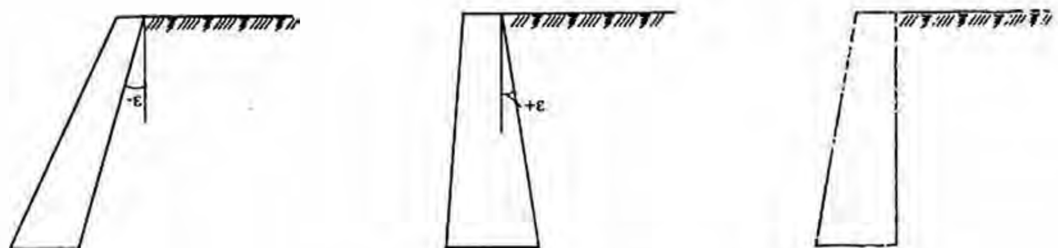
$$\cos\alpha = -\tan(\varphi+\delta+\varepsilon) + \sqrt{[\cot\varphi + \tan(\varphi+\delta+\varepsilon)][\tan(\varphi+\delta+\varepsilon) - \tan\varepsilon]} \quad (2.26)$$

Khi lưng tường nghiêng ngửa lên (tức ε < 0, như hình 2.12b):

$$\cos\alpha = -\tan(\varphi+\delta-\varepsilon) + \sqrt{[\cot\varphi + \tan(\varphi+\delta-\varepsilon)][\tan(\varphi+\delta-\varepsilon) + \tan\varepsilon]} \quad (2.27)$$

Khi lưng tường đứng thẳng (tức ε = 0, như hình 2.11c).

$$\cos\alpha = -\tan(\varphi+\delta) + \sqrt{\tan(\varphi+\delta)[\cot\varphi + \tan(\varphi+\delta)]} \quad (2.28)$$



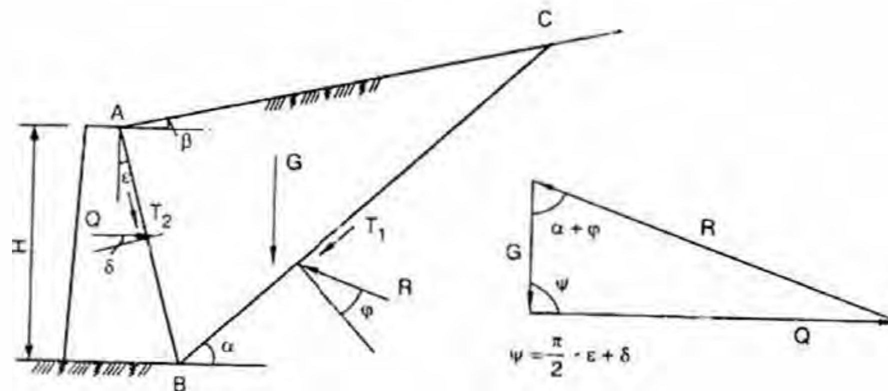
Hình 2.12: Các độ nghiêng của lưng tường
a) Nghiêng úp xuống; b) Nghiêng ngửa lên; c) Đứng thẳng.

2.2.3.3. Tính áp lực đất bị động

Nếu dưới tác động của ngoại lực mà tường chắn đất bị đẩy về phía đất lấp, thì thể đất phía sau tường đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn, giả định mặt trượt là thông qua

hai mặt phẳng AB và BC ở chân tường, như thể hiện trong hình 2.13. Vì là thể đất trượt ABC bị đẩy trồi lên trên nên phương chiều của lực cản ma sát T_2 và T_1 trên mặt trượt AB và AC ngược với áp lực đất chủ động, sẽ đi xuống. Hình tam giác lực cân bằng tĩnh của thể đất trượt ABC có được, thể hiện trong hình 2.13, từ định luật Sin ta có:

$$Q = G \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varepsilon - \delta - \alpha - \varphi\right)} \tag{2.29}$$



Hình 2.13: Tính áp lực đất bị động Coulomb

Tương tự, trị Q sẽ biến đổi theo góc nghiêng α của mặt trước BC, nhưng trị áp lực đất bị động phải là trị nhỏ nhất trong các phản lực Q. Đó là vì khi tường chắn bị đẩy về phía đất đắp, trị lực chống đối Q trên mặt trượt nguy hiểm nhất nhất định là nhỏ nhất. Khi tính Q_{min}, cũng tương tự như khi tính áp lực đất chủ động, có thể lấy:

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0$$

Từ đó có thể dẫn ra công thức tính áp lực đất bị động Coulomb E_p:

$$E_p = Q_{min} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{2.30}$$

Trong đó: K_p là hệ số áp lực đất bị động, trị số của nó lại khác với lí thuyết Rankine, mà là:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2\varepsilon \cdot \cos(\varepsilon - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\varepsilon - \delta)\cos(\varepsilon - \beta)}}\right]^2} \tag{2.31}$$

Chiều tác dụng của E_p làm thành góc δ với pháp tuyến của lưng tường. Từ công thức (2.30) ta biết cường độ áp lực đất bị động E_p phân bố thành quy luật đường thẳng theo độ cao của thân tường.

2.2.4. Tính áp lực đất trong các trường hợp đặc biệt

2.2.4.1. Tính áp lực đất khi trên mặt đấ. có tai trọng cục bộ

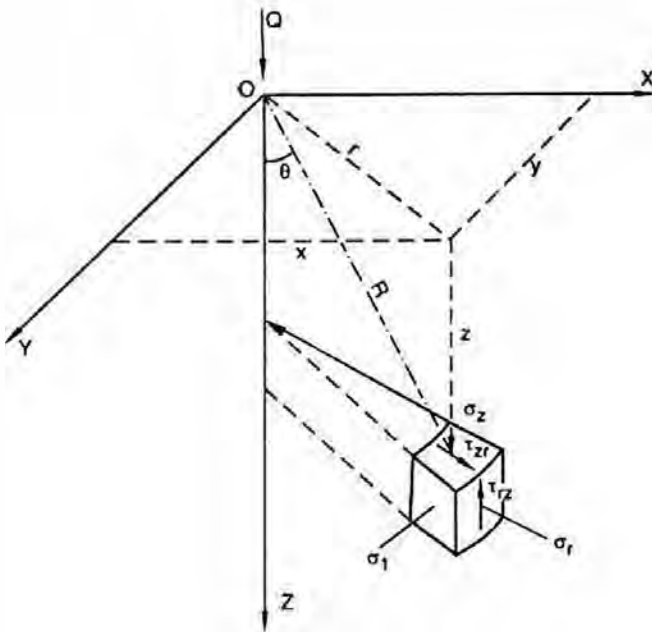
(1) Tải trọng tập tr ıg

Phân bố áp lực đất do tải trọng tập trung Q gây ra có thể xác định theo lí thuyết đàn hồi. Áp lực ngang do tải trọng tập tru:·g tác động trên mặt, theo lời giải của Boussinesq (hình 2.14) là:

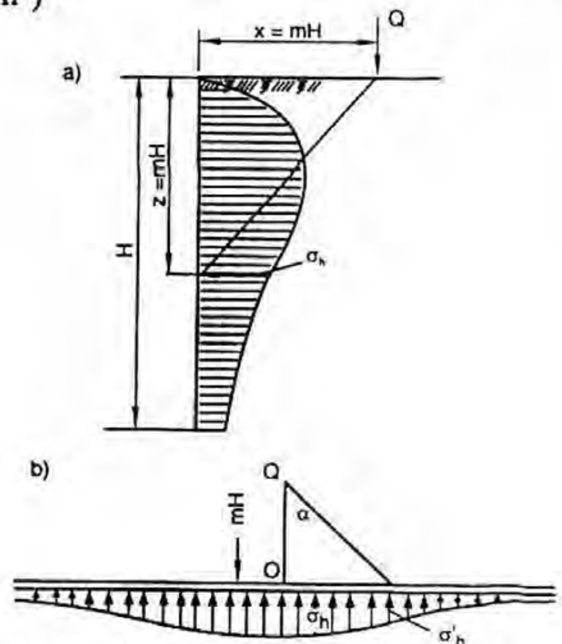
$$\sigma_h = \sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2}\left\{3\sin^2\theta\cos^3\theta - \frac{(1-2\mu)\cos^2\theta}{1+\cos\theta}\right\} \tag{2.32}$$

Nếu cho r = x, và đặt x = mH và z = nH, lấy hệ số poisson $\mu = 0{,}5$, thì công thức trên có thể viết lại là:

$$\sigma_h = \frac{3Q}{2\pi H^2}\cdot\frac{m^2 n}{(m^2+n^2)^{5/2}} \tag{2.33}$$



Hình 2.14: Áp lực đất hướng ngang do tải trọng tập trung gây ra



Hình 2.15: Áp lực đất hướng ngang do tải trọng tập trung gây ra ở tường cứng a) Áp lực đất hướng ngang do Q gây ra khi μ = 0,5; b) Áp lực đất hướng ngang của các điểm hai bên đường thẳng từ Q đến tường.

Khi tính áp lực hướng ngang của tường cứng, có thể hiệu chỉnh lại công thức của lí thuyết trên theo trị thực đo. Căn cứ vào nghiên cứu của Spanler (hình 2.15), áp lực bên do tải trọng tập trung gây ra cho tường cứng là:

$$\sigma_h = \frac{1{,}77Q}{H^2}\cdot\frac{m^2 n^2}{(m^2+n^2)^3} \qquad (m > 0{,}4) \tag{2.34}$$

$$\sigma_h = \frac{0{,}28Q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0{,}16 + n^2)^3} \qquad (m \le 0{,}4) \tag{2.35}$$

$$\sigma_h' = \sigma_h \cos^2(1{,}1\alpha) \tag{2.36}$$

(2) Tải trọng phân bố tuyến: Đối với áp lực ngang do tải trọng tuyến q (hình 2.16) gây ra thì giải theo Boussinesq, đồng thời dùng tỉ số nói trên m, n, ta được:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \tag{2.37}$$

Căn cứ vào kết quả thực đo, trị thực đo lớn vào khoảng gấp đôi trị lí thuyết nói trên, sau khi hiệu chỉnh lại là:

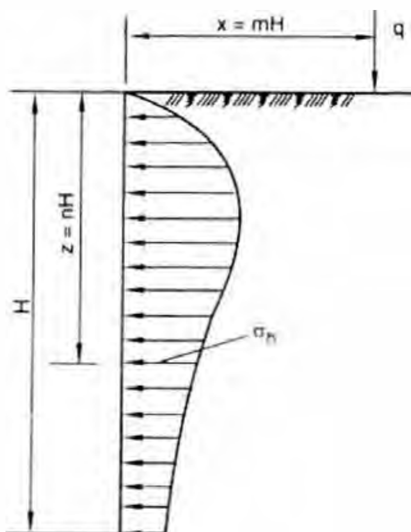
$$\sigma_h = \frac{4q}{\pi H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \qquad (m > 0{,}4) \tag{2.38}$$

$$\sigma_h = \frac{q}{H} \cdot \frac{0{,}203n}{(0{,}16 + n^2)^2} \qquad (m \le 0{,}4) \tag{2.39}$$

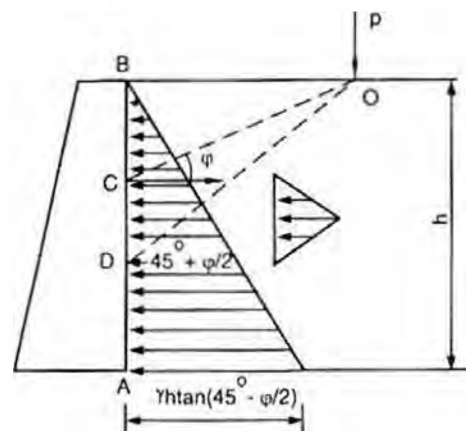
Trong các trường hợp thông thường, có thể dùng phương pháp gần đúng như trong hình 2.17 để tính áp lực đất chủ động dưới tải trọng tuyến.

Từ điểm tác dụng của tải trọng O vẽ 2 đường thẳng OC và OD lần lượt tạo với đường nằm ngang góc φ và góc $45^\circ + \varphi/2$ và cắt nhau với lưng tường ở C và D. Ta xem tải trọng tập trung chỉ tác động trong phạm vi đoạn CD, từ đó dẫn đến lượng tăng áp lực đất chủ động là ΔE_A, và có thể tính gần đúng theo công thức sau:

$$\Delta E_A = P\tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = PK_a \tag{2.40}$$



Hình 2.16: Áp lực ngang do tải trọng tuyến gây ra



Hình 2.17: Tính gần đúng áp lực đất chủ động dưới tác động của tải trọng tuyến

Đồng thời cho rằng hình phân bố áp lực là phân bố tam giác cân, trị lớn nhất của nó là:

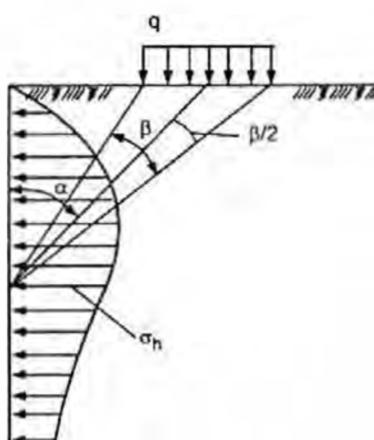
$$P_{amax} = \frac{2PK_a}{h_1} \quad (2.41)$$

(3) Tải trọng hình băng

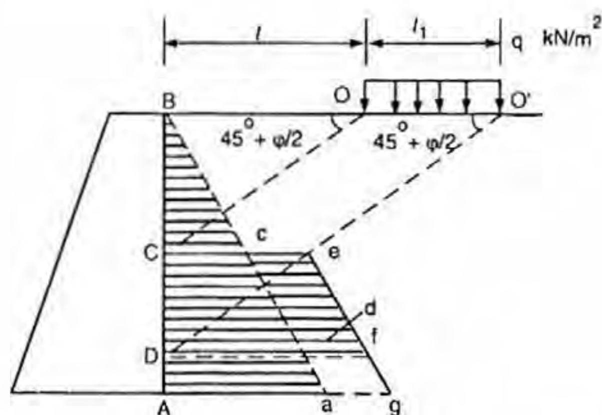
Tải trọng hình băng tức là tải trọng phân bố trên một bề rộng hữu hạn, ví dụ tải trọng của móng băng chạy song song với tường chắn, tải trọng của ôtô, đường sắt, đường đê v.v... Căn cứ vào công thức của Terzaghi sau khi hiệu chỉnh lại (hình 2.18) là:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\beta\cos2\alpha) \quad (2.42)$$

Khi trên mặt đất có tải trọng hình băng cũng có thể dùng phương pháp tính gần đúng theo lí thuyết áp lực đất Rankine để xác định áp lực ngang của nó. Như thể hiện trên hình 2.19, ở chỗ cách đỉnh tường bằng l tác động siêu tải phân bố đều q rộng l_1. Từ khởi điểm O của siêu tải vẽ một đường thẳng OC tạo với đường nằm ngang góc $45^o + \varphi/2$, và cắt lưng tường tại điểm C. Ta xem từ điểm C trở lên không kể đến tác động của siêu tải phân bố, áp lực đất chủ động của nó chỉ là do trọng lượng bản thân của đất lấp gây ra, hình phân bố áp lực đất là ABa thể hiện trên hình, từ điểm C trở xuống mới xét đến tác động của siêu tải phân bố, hình phân bố cường độ áp lực đất chủ động là ABceg. Từ điểm O' của tải trọng phân bố đều cục bộ ta vẽ một đường thẳng tạo với đường nằm ngang góc $45^o + \varphi/2$, và cắt lưng tường ở điểm D. Phân bố cường độ áp lực đất chủ động do tải trọng hình băng q gây ra là cefd, hình tổng cường độ áp lực đất chủ động là ABcefda.



Hình 2.18: Áp lực bên tường cứng dưới tác động của tải trọng hình băng

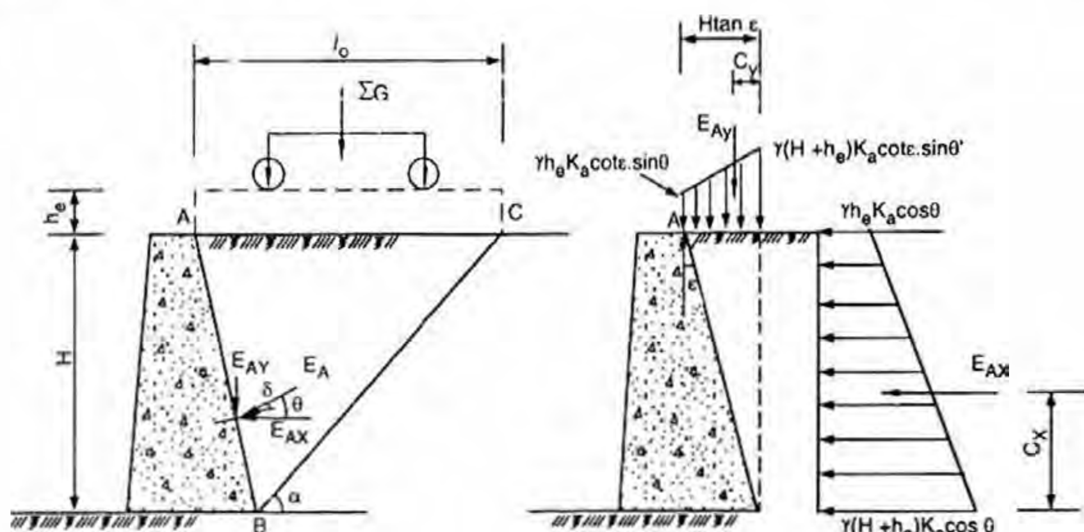


Hình 2.19: Tính áp lực đất chủ động dưới tác động của tải trọng hình băng

(4) Áp lực đất do tải trọng xe cộ gây ra

Trong khi thi công hố móng, thường có ôtô, cần cẩu chạy trên mặt đường bêtông cốt thép ở gần đỉnh của kết cấu chống giữ. Khi xe cộ bắt buộc phải chạy ở ngay phía sau tường thì phải tính áp lực đất lên tường chắn. Trong quy phạm thông dụng để thiết kế

cầu hần đường bộ JGJ021-89 của Trung Quốc có quy định cụ thể phương pháp tính áp lực lất do tải trọng ôtô (bao gồm ôtô, xe bánh xích, xe cẩu) gây ra. Nguyên lí tính toán của nó là dựa theo lí thuyết áp lực đất bánh xe, thay thế tải trọng xe cộ trong phạm vi thể ăng trụ phá hủy của đất lấp (tức là nêm đất trượt) bằng một tải trọng phân bố đều (hoặc tính đổi thành lớp đất phân bố đều tương đương), sau đó tính bằng công thức áp lực lất bánh xe (hình 2.20).



Hình 2.20: Tính áp lực đất do tải trọng bánh xe gây ra

Khi tính toán, đầu tiên xác định độ dài l_o của thể lăng trụ phá hủy. Bỏ qua ảnh hưởng của tải trọng xe cộ đối với vị trí mặt trượt, theo công thức (2.26) - (2.28) khi không có tải trọng xe cộ để tính trị góc nghiêng cotα của mặt trượt, sau đó, tìm trị l_o theo công thức tương ứng sau đây:

Khi lưng tường nghiêng úp xuống:

$$l_o = H(\tan\varepsilon + \cot\alpha) \tag{2.43}$$

Trong đó:

H - độ cao tường chắn đất;

ε, α - góc nghiêng của lưng tường và góc nghiêng của mặt trượt.

Khi lưng tường nghiêng ngửa lên: ε góc nghiêng lưng tường trong công thức tính thay bằng trị âm; khi lưng tường thẳng đứng, thay vào công thức trên ε = 0.

Tải trọng xe cộ tác động trong phạm vi thể lăng trụ phá hủy, có thể dùng công thức (2.24) tính đổi thành lớp đất phân bố đều tương đương có độ dày là h_e (hình 2.20):

$$h_e = \frac{\Sigma G}{B l_o \gamma} \tag{2.44}$$

Trong đó:

γ - trọng lượng đơn vị đất lấp;

B - độ dài tính toán của tường chắn đất;

l_o - độ dài thể lăng trụ phá hủy của đất lấp sau tường;

$\sum G$ - trọng lượng bánh xe của các xe cộ bố trí trong diện tích $B \times l_o$.

Độ dài tính toán B của tường chắn đất có thể xác định theo công thức sau (hình 2.21):

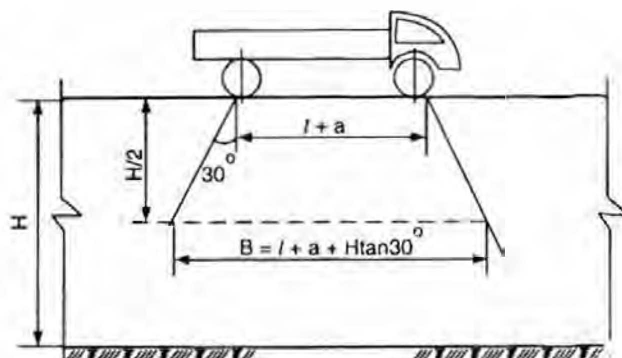
$$B = l + a + H.\tan 30^o \quad (2.45)$$

Trong đó:

l - khoảng cách giữa 2 trục trước sau của ôtô, (bánh xích thì $l = 0$);

a - độ dài chạm đất của bánh xe hoặc bán kính;

H - độ cao của tường chắn đất.



Hình 2.21: Tính độ dài tính toán B của tường chắn

Trọng lượng bánh xe của xe cộ $\sum G$ là trọng lượng bánh xe có thể bố trí được trong diện tích $B \times l_o$.

Sau khi tìm được độ dày h_e của lớp đất tương đương, có thể theo công thức sau để tính trị áp lực đất chủ động E_A tác động lên tường chắn (hình 2.20):

$$\left.\begin{aligned} E_A &= \frac{1}{2}\gamma H(H + 2h_e)K_a \\ E_{AX} &= E_A\cos\theta \\ E_{AY} &= E_A\sin\theta \end{aligned}\right\} \quad (2.46)$$

Trong đó:

θ - góc kẹp giữa E_A với đường nằm ngang $\theta = \delta + \varepsilon$;

K_a - hệ số áp lực đất chủ động của bánh xe.

Hình phân bố của E_{AX} và E_{AY} (xem hình 2.20), điểm tác động của chúng lần lượt ở vào chỗ tâm hình của các hình phân bố, có thể tính theo các công thức (2.47), (2.48).

Khoảng cách thẳng đứng C_x từ điểm tác động E_{AX} đến điểm B chân tường là:

$$C_X = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h_e}{H + 2h_e} \quad (2.47)$$

Khoảng cách nằm ngang C_Y từ điểm tác động E_{AY} đến điểm B chân tường là:

$$C_Y = \frac{d}{3} \cdot \frac{d + 3d_1}{d + 2d_1} \quad (2.48)$$

Trong đó: $d = H\tan\varepsilon$, $d_1 = h_e\tan\varepsilon_o$

2.2.4.2. Tính áp lực đất khi mặt đất lấp không bằng phẳng

(1) Lưng tường thẳng đứng, mặt đất lấp chéo nghiêng (hình 2.22)

Nếu đất lấp là đất không có tính sét, công thức tính áp lực đất chủ động và bị động thể hiện như sau, trong đó, chiều tác động đồng nhất với chiều của mặt đất lấp.

Áp lực đất chủ động:

$$e_a = \gamma z \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.49)$$

và:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.50)$$

Áp lực đất bị động:

$$e_p = \gamma z \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.51)$$

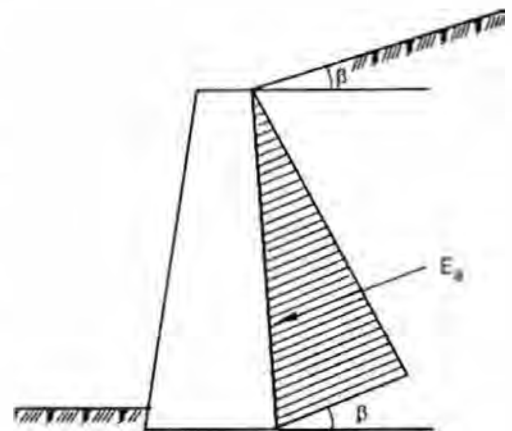
và:

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.52)$$

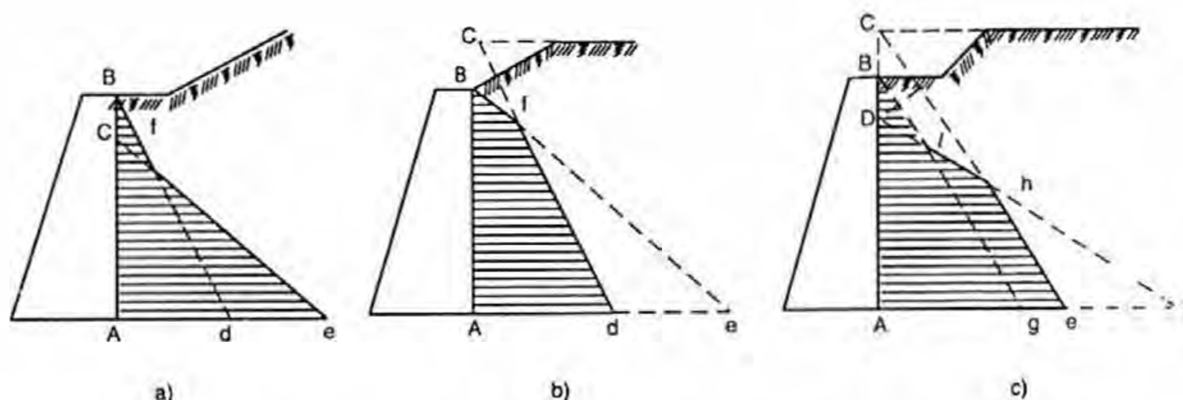
(2) Mặt đất lấp không bằng phẳng

Mặt đất lấp ở phía sau tường chắn tường không phải là do duy nhất một mặt nằm ngang hay một mặt chéo nghiêng, mà có thể có mấy trường hợp như thể hiện trên hình 2.23. Khi ấy sẽ không thể trực tiếp áp dụng công thức tính áp lực đất như trường hợp mặt đất lấp đơn giản nói trên, mà phải lần lượt tính gần đúng theo bề mặt đất lấp là nằm ngang hay là chéo nghiêng, sau đó mới tổ hợp lại.

Hình 2.23a là một loại tình huống: ở phía sau tường đầu tiên là có 1 đoạn nằm ngang, rồi sau đó nối liền với mặt chéo nghiêng. Khi tính toán, có thể kéo dài mặt đất nghiêng đến gặp lưng tường ở điểm C, lần lượt tính hình phân bố của cường độ áp lực đất chủ động khi lưng tường là AB và mặt đất lấp nằm ngang (hình phân bố BAd), và hình phân bố của cường độ áp lực đất chủ động khi lưng tường là AC và mặt đất lấp chéo nghiêng (hình phân bố CAe), hai hình này giao nhau ở f, thì thực tế hình phân bố cường độ áp lực chủ động có thể lấy gần đúng như hình BAef, diện tích của nó sẽ là trị gần đúng của áp lực đất chủ động E_a.



***Hình 2.22:** Tính áp lực đất khi mặt đất lấp chéo nghiêng*



Hình 2.23: Tính gần đúng áp lực đất chủ động khi mặt đất lấp không bằng phẳng

Khi mặt đất lấp như hình 2.23b, có thể lần lượt tính hình phân bố cường độ áp lực đất chủ động BAe với lưng tường AB và mặt đất lấp là chéo nghiêng và hình phân bố cường độ áp lực đất chủ động CAd với lưng tường giả thiết AC và mặt đất lấp là nằm ngang, hai hình này giao nhau ở f thì BAdf sẽ là hình phân bố gần đúng cường độ áp lực đất chủ động thực tế.

Dựa theo phương pháp tính áp lực đất chủ động trong 2 tình huống bề mặt đất lấp không bằng phẳng trên đây, không khó có được hình phân bố cường độ áp lực đất chủ động BAehi trong tình huống bề mặt đất lấp như thể hiện trên hình 2.23c.

2.3. ÁP LỰC NƯỚC

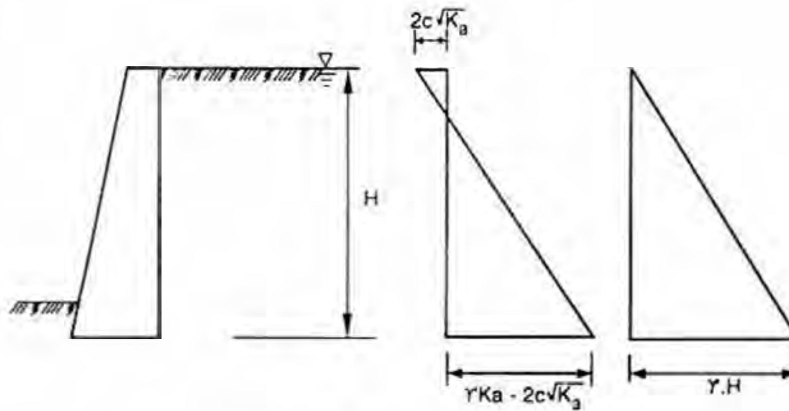
2.3.1. Phương pháp tính áp lực nước bình thương

Tải trọng tác động lên kết cấu chắn đất, ngoài áp lực đất ra còn có áp lực nước của nước ngầm dưới mặt đất. Khi tính áp lực nước, thường lấy trọng lượng nước γ_w = 10 kN/m^3. Áp lực nước có liên quan đến các nhân tố như lượng cấp bổ sung nước ngầm, sự thay đổi mùa, độ kín nước của tường chắn trong thời gian thi công đào hố, độ sâu của tường trong đất, phương pháp xử lí thoát nước v.v...

Tính áp lực nước, đất dưới mực nước ngầm thường dùng 2 phương pháp là "nước đất tính riêng" (tức áp lực nước, đất lần lượt tính riêng rồi cộng lại) và "nước đất tính chung". Đối với đất tính cát và đất bột, có thể tính theo nước đất tính riêng, tức lần lượt tính áp lực nước rồi áp lực đất, sau đó cộng chúng với nhau. Với đất có tính sét thì có thể căn cứ vào tình hình ở hiện trường và kinh nghiệm trong thi công để xem tính chung hoặc tính riêng.

2.3.1.1. Phương pháp tính riêng áp lực nước đất

Phương pháp nước đất tính riêng áp dụng trọng lượng đẩy nổi để tính áp lực đất, dùng áp lực nước tĩnh để tính áp lực nước, sau đó cộng hai loại với nhau sẽ có tổng áp lực bên (hình 2.24).



Hình 2.24: Tính áp lực đất và áp lực nước

Lợi dụng nguyên lí ứng suất hữu hiệu để tính áp lực đất, tính riêng áp lực nước, đất, tức là:

$$p_a = \gamma' HK_a^{'} - 2c' \sqrt{K_a^{'}} + \gamma_w H \quad (2.53)$$

$$p_p = \gamma' HK_p^{'} + 2c' \sqrt{K_p^{'}} + \gamma_w H \quad (2.54)$$

Trong đó:

γ' - trọng lượng đẩy nổi của đất;

$K_a^{'}$ - hệ số áp lực đất chủ động tính theo chỉ tiêu cường độ ứng suất hữu hiệu

$$K_a^{'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right);$$

$K_p^{'}$ - hệ số áp lực đất bị động tính theo chỉ tiêu cường độ ứng suất hữu hiệu

$$K_p^{'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right);$$

φ' - góc ma sát trong hữu hiệu;

c' - lực dính kết hữu hiệu;

γ_w - trọng lượng của đất.

Khái niệm phương pháp trên đây tương đối rõ ràng nhưng trong thực tế sử dụng còn một số khó khăn, có khi cũng khó có được chỉ tiêu cường độ hữu hiệu, do đó trong nhiều trường hợp dùng phương pháp ứng suất tổng để tính ap lực đất, rồi cộng với áp lực nước, tức là tổng ứng suất:

$$p_a = \gamma' HK_a - 2c \sqrt{K_a} + \gamma_w H \quad (2.55)$$

$$p_p = \gamma' HK_p + 2c \sqrt{K_p} + \gamma_w H \quad (2.56)$$

Trong đó:

K_a - hệ số áp lực đất chủ động tính theo chỉ tiêu cường độ ứng suất tổng của đất:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right);$$

K_p - hệ số áp lực đất bị động tính theo chỉ tiêu cường độ ứng suất tổng của đất

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right);$$

φ - góc ma sát trong xác định theo cắt cố kết không thoát nước (cố kết cắt nhanh) hoặc không cố kết không thoát nước;

c lực dính kết xác định theo cắt cố kết không thoát nước hoặc không cố kết không thoát nước.

Các kí hiệu khác xem hình 2.24.

2.3.1.2. Phương pháp áp lực nước đất tính chung

Phương pháp áp lực nước đất tính chung khi dùng trọng lượng bão hòa của đất tính tổng áp lực nước, đất, đây là phương pháp tương đối thông dụng hiện nay, đặc biệt là đối với đất tính sét thì đã tích lũy được một số kinh nghiệm, áp dụng:

$$p_a = \gamma_{sat} H K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.57)$$

$$p_p = \gamma_{sat} H K_p - 2c\sqrt{K_p} \quad (2.58)$$

Trong đó:

γ_{sat} - trọng lượng bão hòa của đất, từ mực nước ngầm trở xuống có thể áp dụng gần đúng trọng lượng tự nhiên;

K_a - hệ số áp lực đất chủ động $K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)$;

K_p - hệ số áp lực đất bị động $K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)$;

φ - góc ma sát trong của đất xác định bằng cắt cố kết không thoát nước hoặc cắt không cố kết không thoát nước theo phương pháp tổng ứng suất;

c - lực dính kết của đất xác định bằng cắt cố kết không thoát nước hoặc cắt không cố kết không thoát nước theo phương pháp tổng ứng suất.

2.3.2. Tính áp lực nước khi dòng thấm ở trạng thái ổn định

2.3.2.1. Tính áp lực nước dòng thấm theo phương pháp lưới thấm

Khi thi công hố móng, bên trong tường vây giữ mực nước ngầm đã hạ thấp nên sẽ hình thành chênh lệch cột nước ở phía trong và ngoài tường, nước ngầm sẽ từ ngoài hố chảy vào trong hố, nếu như dòng thấm ở trạng thái ổn định, thì khi tính riêng nước, đất, áp lực nước tác động lên tường vây có thể xác định bằng phương pháp lưới thấm.

Hình 2.25 là thí dụ về tính áp lực nước tác động lên kết cấu tường vây bằng phương pháp lưới thấm. Giả định độ sâu của chân tường cắm vào đất là h, chênh lệch cột nước là h_0, cho $h = h_0$, theo thủy lực học ta vẽ ra hình lưới thấm (hình 2.25b) sau đó dựa vào nó sẽ có thể xác định được áp lực nước tác động lên thân tường. Căn cứ vào thủy lực học, có:

$$H = h_p + h_e \tag{2.59}$$

Trong đó:

H - tổng cột nước ở một điểm nào đó, có thể đọc được từ hình lưới thấm;

h_p - cột nước áp lực ở một điểm nào đó;

h_e - cột nước vị trí ở một điểm nào đó, $h_e = z - h'$.

Áp lực nước p tác động lên thân tường khi dùng cột nước áp lực biểu thị, sẽ là:

$$\frac{p}{\gamma_w} = h_p = H - h_e = H - (z - h') = xh_0 + h' - z \tag{2.60}$$

Trong đó:

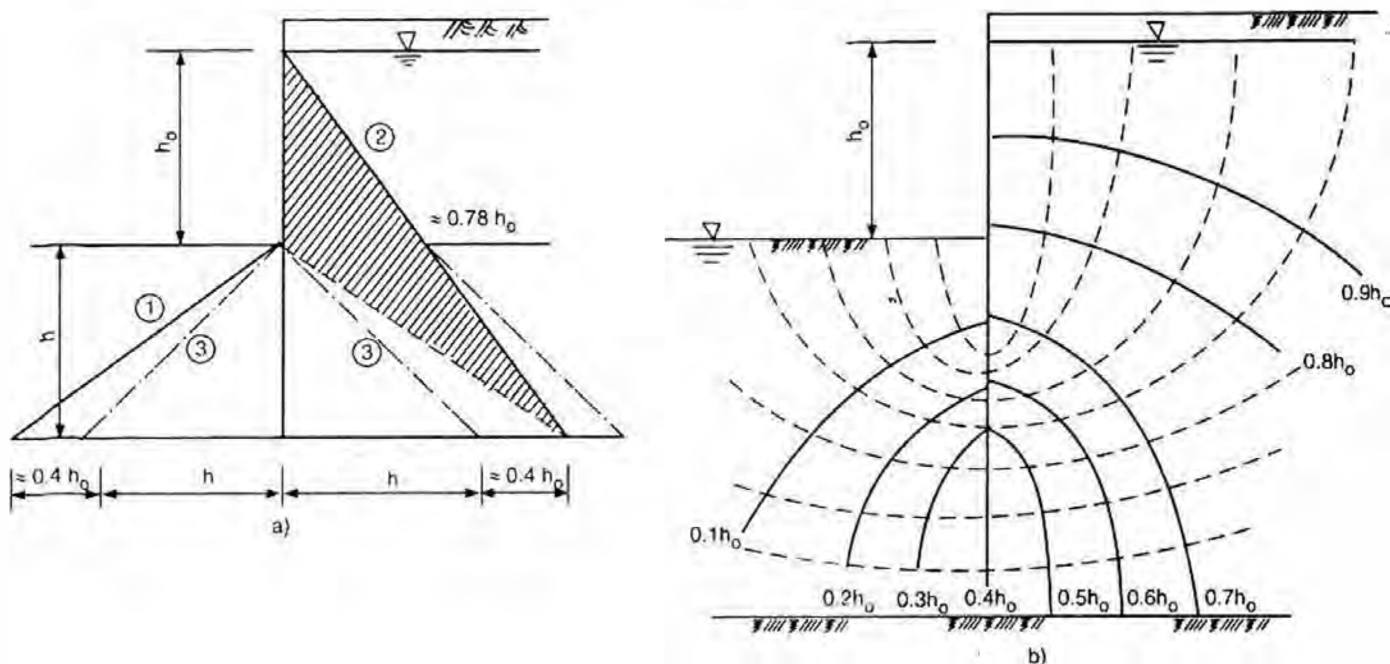
x - tổng chênh lệch cột nước ở một điểm nào đó nhân với số phần trăm (hoặc tỉ số), đọc được từ hình lưới thấm;

z - cao trình ở một điểm nào đó;

h' - cao trình đáy hố móng;

h_0 - tổng chênh lệch cột nước.

Phân bố áp lực nước ở trước và sau tường tính theo lưới thấm như thể hiện trên hình 2.25a. Tổng áp lực nước tác động lên thân tường được thể hiện bằng nét kẻ ở trên hình.



Hình 2.25: Hình phân bố áp lực nước ở thân tường

1. Đường cột nước áp lực phía trước tường; 2. Đường cột nước áp lực phía sau tường; 3. Đường cột nước áp lực tĩnh.

2.3.2.2. Tính áp lực nước của dòng thấm bằng phương pháp tỉ lệ đường thẳng

Áp lực nước của dòng thấm còn có thể dùng phương pháp gần đúng tỉ lệ đường thẳng khi giả định trong chảy thấm sự tổn thất cột nước là phân bố đều theo đường bao dòng thấm của tường chắn, công thức tính toán là:

$$H_i = \frac{S_i}{L} h_o \qquad (2.61)$$

Trong đó:

H_i - tổng cột nước dòng thấm ở điểm i nào đó trên đường bao của tường chắn;

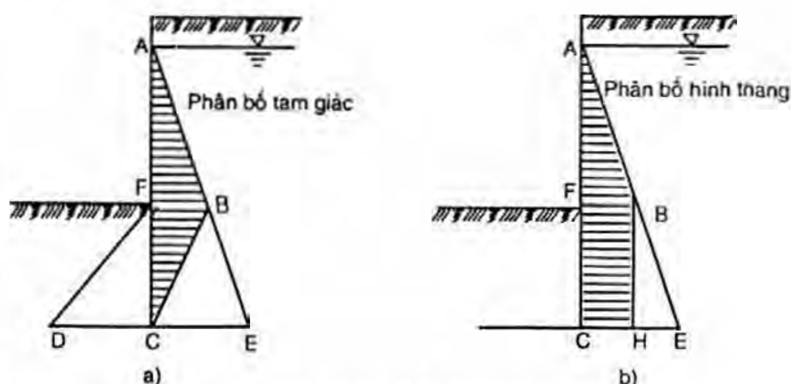
L - tổng độ dài dòng thấm của đường bao tường chắn sau khi đã chiết giảm;

S_i - độ dài chiết giảm từ điểm i men theo đường bao tường chắn cho đến điểm đầu ở bên nước thấp;

h_o - tổng chênh cột nước giữa bên nước cao với bên nước thấp.

2.3.3. Tính áp lực nước bằng đồ giải

Nói chung có thể theo hình 2.26 vẽ phân bố áp lực nước, để xác định áp lực không cân bằng tác động lên kết cấu chắn giữ ở dưới mực nước ngầm. Hình 2.26a là phân bố hình tam giác, thích hợp khi nước ngầm có dòng thấm; Nếu không có dòng thấm có thể tính theo phân bố hình thang như hình 2.26b.



Hình 2.26: Hình phân bố áp lực nước không cân bằng tác động lên kết cấu chắn giữ

2.4. THẢO LUẬN VỀ TÍNH ÁP LỰC NƯỚC ĐẤT

2.4.1. Phương pháp thử nghiệm và vấn đề chỉ tiêu cường độ chống cắt của đất

2.4.1.1. Phương pháp ứng suất hữu hiệu và phương pháp tổng ứng suất xác định cường độ chống cắt của thể đất

Cường độ chống cắt của thể đất có thể xác định bằng phương pháp ứng suất hữu hiệu và phương pháp tổng ứng suất. Hai cách này đều có đặc điểm riêng.

Công thức xác định cường độ chống cắt của thể đất theo phương pháp ứng suất hữu hiệu là:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' = c'(\sigma - u)\tan\varphi' \qquad (2.62)$$

Trong đó:

τ_f - cường độ chống cắt của thể đất;

c' - lực dính kết hữu hiệu của đất;

φ' - góc ma sát trong hữu hiệu của đất;

σ - tổng ứng suất pháp;

u - áp lực nước lỗ rỗng.

Phương pháp ứng suất hữu hiệu cho là, khi thể đất chịu tác động của ngoại lực, một phần là do nước trong lỗ rỗng chịu, gọi là áp lực nước lỗ rỗng, một phần do khung cốt của đất chịu, gọi là ứng suất hữu hiệu. Ảnh hưởng đến cường độ của đất chính là ứng suất hữu hiệu. Qua tranh luận nhiều lần trong nhiều năm của các học giả, bất kể là đất tính cát hoặc đất tính sét, nguyên lí về ứng suất hữu hiệu đã được công nhận rộng rãi trong giới cơ học đất. Chỉ tiêu cường độ chống cắt hữu hiệu của thể đất, tức lực dính kết hữu hiệu c' và góc ma sát trong hữu hiệu φ', kết quả thí nghiệm của chúng tương đối ổn định, tương đối ít chịu ảnh hưởng của điều kiện thí nghiệm.

Phương pháp tổng ứng suất xác định cường độ chống cắt của thể đất là:

$$\tau_f = c + \sigma\tan\varphi \qquad (2.63)$$

Trong đó:

τ_f - cường độ chống cắt của thể đất;

σ - tổng ứng suất pháp

c - lực dính kết của đất xác định theo phương pháp tổng ứng suất;

φ - góc ma sát trong của đất xác định theo phương pháp tổng ứng suất.

Phương pháp tổng ứng suất không đề cập đến áp lực nước lỗ rỗng, chỉ mô phỏng trạng thái cố kết thực tế của thể đất để đo cường độ.

2.4.1.2. Xác định chỉ tiêu cường độ chống cắt của thể đất

Phương pháp thí nghiệm thường dùng để xác định cường độ chống cắt chia làm hai loại lớn là thử nghiệm tại hiện trường và thử nghiệm trong phòng. Thử nghiệm tại hiện trường có thí nghiệm bằng cắt bản chữ thập và thí nghiệm xuyên tĩnh v.v... Trong đó, thí nghiệm cắt bản chữ thập có thể đo được cường độ chịu cắt ở trạng thái tự nhiên của thể đất. Phương pháp xuyên tĩnh có thể căn cứ vào công thức kinh nghiệm để tính đổi thành cường độ chống cắt của đất.

Thí nghiệm trong phòng theo loại máy được sử dụng có thể chia làm hai loại là máy cắt phẳng và máy ba trục, theo điều kiện thí nghiệm có thể chia làm cố kết hoặc không cố kết, thoát nước hoặc không thoát nước v.v...

(1) Máy cắt phẳng cắt chậm và máy nén ba trục cắt cố kết thoát nước, trong quá trình thí nghiệm thoát thật hết nước, tức là không có áp lực nước lỗ rỗng. Điều kiện thoát nước của hai loại thử nghiệm giống nhau, xác định được ứng suất hữu hiệu, chỉ tiêu cường độ thu được đều là chỉ tiêu cường độ hữu hiệu.

(2) Máy cắt phẳng cắt nhanh và máy ba trục cắt không cố kết không thoát nước, phân biệt chủ yếu giữa hai loại này ở chỗ khác nhau về khống chế điều kiện thoát nước. Máy ba trục có thể hoàn toàn khống chế điều kiện thoát nước của mẫu đất, có thể đạt được không thoát nước đúng như thực tế. Máy cắt phẳng do tính hạn chế của máy, rất khó đạt được chính xác là không thoát nước, do đó, khi xác định chỉ tiêu cường độ chống cắt của đất trên máy cắt phẳng, khi tính thẩm thấu của đất tương đối lớn, cắt nhanh ở máy cắt phẳng chỉ tương đương với cắt thoát nước ba trục, còn khi hệ số thẩm thấu của nước là khá nhỏ, kết quả thí nghiệm cắt nhanh bằng máy cắt phẳng mới tiếp cận với thí nghiệm ba trục không thoát nước.

(3) Máy cắt phẳng cắt nhanh cố kết và ba trục cắt không thoát nước cố kết. Hai loại phương pháp thí nghiệm này dưới ứng suất dương đều làm cho thể đất đạt được cố kết hoàn toàn, còn dưới tác động của ứng suất cắt thí nghiệm máy ba trục có thể đạt được không thoát nước, dùng máy cắt phẳng để thí nghiệm thì điều kiện thoát nước giống như máy cắt phẳng cắt nhanh, tức là khi tính thẩm thấu của thể đất lớn, tương đương với thoát nước, khi tính thẩm thấu rất nhỏ tiếp cận với không thoát nước.

Tuy là thí nghiệm cắt phẳng tồn tại một số khuyết điểm rõ rệt, điều kiện chịu lực tương đối phức tạp, không thể khống chế điều kiện thoát nước, nhưng do máy và thao tác đều khá giản đơn, lại có nhiều kinh nghiệm trong thực tiễn, nên áp dụng tương đối rộng rãi máy cắt thẳng để làm thí nghiệm cắt nhanh và cắt nhanh cố kết để thu được chỉ tiêu cường độ chống cắt của đất. Nói chung là hay dùng chỉ tiêu cắt nhanh cố kết, vì cắt nhanh cố kết chỉ tiến hành cắt sau khi đã cố kết dưới ứng suất thẳng đứng, làm cho kết quả thí nghiệm phản ánh được cường độ tự nhiên của đất cố kết bình thường, điều kiện cố kết hoàn toàn sẽ chịu nhiều ảnh hưởng do mẫu thử bị xáo động và tầng cát kẹp trong mẫu giảm đến mức độ thấp nhất, từ đó làm cho chỉ tiêu thí nghiệm tương đối ổn định.

Sau khi dùng máy cắt phẳng cắt nhanh cố kết hoặc thí nghiệm cắt nhanh đo được chỉ tiêu cường độ tổng ứng suất hãy còn tồn tại vấn đề là sử dụng trị số đỉnh hay là đem nhân với hệ số chiết giảm vớ trị số đỉnh rồi mới sử dụng. Theo quy định trong quy phạm thiết kế nền móng của tl ành phố Thượng Hải, thì người ta dùng trị số đỉnh cắt nhanh cố kết hoặc trị số đỉnh cắt nhanh bằng máy cắt thẳng để xác định chỉ tiêu cường độ chống cắt, loại chỉ tiêu này thích dụng khi tính áp lực đất hoặc tính ổn định tổng thể.

Thí nghiệm cắt nhanh còn tồn tại rất nhiều khuyết điểm, như không thể khống chế được điều kiện thoát nước của mẫu thử, mặt cắt là cố định và ứng suất trên mặt cắt phân bố không đều v.v... Thí nghiệm ba trục thì không có những khuyết điểm này. Khi làm thí nghiệm cắt ba trục, có thể theo 2 loại trạng thái là không cố kết không thoát nước (UU) hoặc cố kết không thoát nước (CU) cung cấp hai loại chỉ tiêu cường độ chống cắt là ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu.

Khi không thể có được tài liệu thí nghiệm cường độ chịu cắt đủ tin cậy, có thể lựa chọn sử dụng theo trị số trong bảng 2.4.

Bảng 2.4. Trị tham khảo chỉ tiêu cường độ chống cắt của đất

Loại đất	Hệ số rỗng của đất							
	0,4 - 0,5	0,5 - 0,6	0,6 - 0,7	0,7 - 0,8	0,8 - 0,95	0,95 - 1,0	1,0 - 1,5	> 1,50
Cát mịn bột	c' = 0 φ' = 34-36	c' = 0 φ' = 32-34	c' = 0 φ = 30-32					
Đất bột	c = 3-6 φ = 23-25	c = 2 - 4 φ = 22-24	c = 0 - 3 φ = 21-24	c = 0 φ 19 - 21				
Đất sét chất bột		c = 30-40 φ = 18-20	C = 20-30 φ = 16-18	c = 15-20 φ = 14-16	c = 10-15 φ = 12-14	c = 6-10 φ = 10-12		
Đất sét		c = 40-50 φ = 14-16	c = 30-40 φ = 12-14	c = 15-20 φ = 10-12	c = 5-10 φ = 8-10			
Đất sét bùn							c = 10-15 φ = 6-8	c = 5-10 φ = 4-6

Ghi chú:

1. c và c' trong bảng tính bằng kPa, φ tính bằng độ;

2. Với đất lấp thuần tính sét có thể căn cứ vào đất tự nhiên ở trạng thái tương tự để tra được trị số c rồi nhân với hệ số chiết giảm 0,6 – 0,8;

3. Với đất lấp tạp có thể lấy φ = 15 – 25°, nếu hàm lượng hạt thô nhiều, thời gian lấp đã lâu thì lấy trị số cao, ngược lại lấy trị số thấp, không tính lực dính c.

2.4.2. Tính áp lực đất của đất tính sét

Để có thể sử dụng rộng rãi lí thuyết Coulomb vào đất sét hoặc để đơn giản việc tính toán, trực tiếp dùng công thức (2.9) của lí thuyết Rankine để tính áp lực đất của đất tính sét, trong thực tế công trình áp dụng tương đối rộng rãi phương pháp góc ma sát trong tương đương.

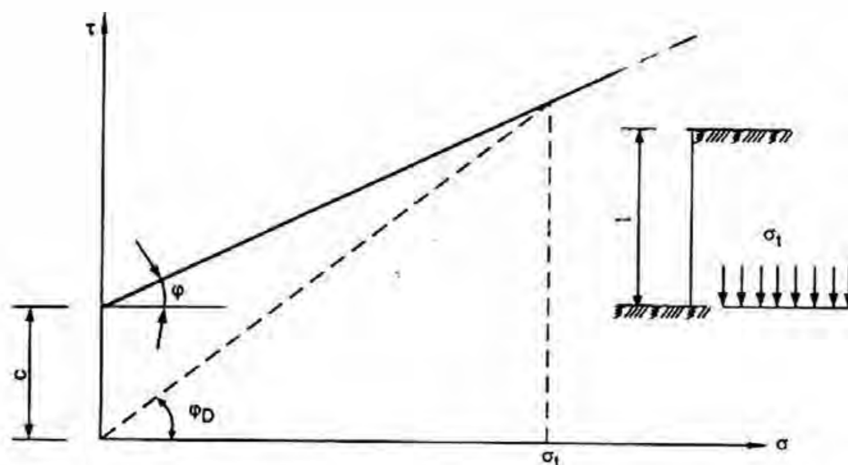
Góc ma sát trong tương đương, tức là đem lực dính kết của đất tính sét tính đổi thành góc ma sát trong, góc ma sát trong sau khi qua tính đổi gọi là góc ma sát trong tương đương hay là góc ma sát trong đẳng trị, biểu thị bằng φ_D. Hiện nay trong công trình, áp dụng hai phương pháp để tính φ_D.

(1) Căn cứ vào nguyên lí cường độ chống cắt bằng nhau, góc ma sát trong tương đương φ_D có thể tìm được từ đường cong cường độ chống cắt của đất thông qua ứng suất thẳng đứng trong đất σ_t tác dụng tại cao độ của mặt đáy hố móng (hình 2.26):

$$\varphi_D = \arctan\left(\tan\varphi + \frac{c}{\sigma_t}\right) \tag{2.64}$$

Trong đó: σ_t, c, φ - xem hình 2.27

(2) Căn cứ vào khái niệm áp lực đất bằng nhau để tính trị góc ma sát trong tương đương φ_D, để cho vấn đề được đơn giản, giả định là lưng tường thẳng đứng, trơn nhẵn, đất lấp sau tường cao bằng tường, mặt đất nằm ngang.



__Hình 2.27:__ Tính góc ma sát trong φ tương đương

Công thức tính áp lực đất có lực dính (2.23):

$$E_{a1} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cH\tan\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Theo công thức tính áp lực đất góc ma sát trong tương đương:

$$E_{a2} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi_D}{2}\right)$$

Cho $E_{a1} = E_{a2}$ sẽ có thể tìm được:

$$\tan^2\left(45^o - \frac{\varphi_D}{2}\right) = \tan\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma H}$$

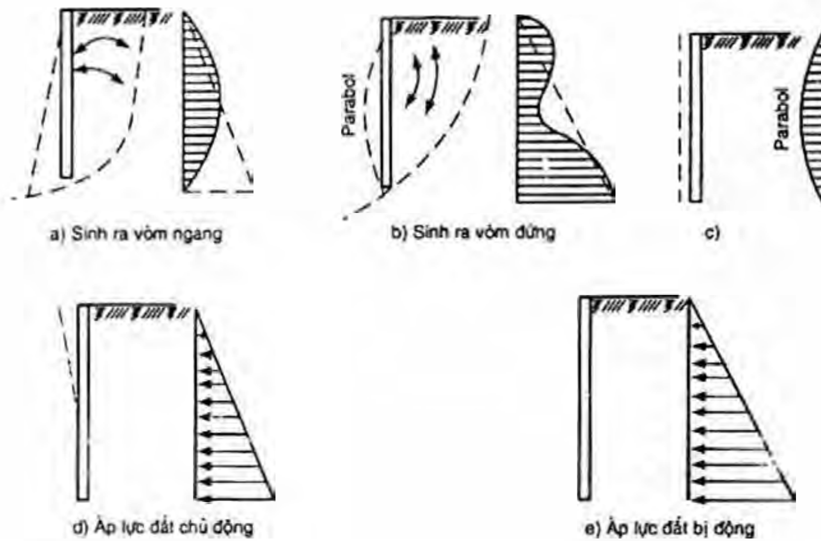
$$\varphi_D = 2\left\{45^o - \arctan\left[\tan\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma H}\right]\right\} \quad (2.65)$$

2.4.3. Ảnh hưởng của chuyển vị thân tường đối với áp lực đất

Như trên đã chỉ rõ: khi tường chắn đất dịch chuyển về phía trước, áp lực đất dần dần giảm nhỏ đi cho đến trị số nhỏ nhất - áp lực đất chủ động, còn khi tường ép về phía đất đắp thì áp lực đất dần dần tăng lên cho đến trị số lớn nhất - áp lực đất bị động. Vậy thì, áp lực đất biến đổi theo chuyển vị của tường chắn đất, suy cho cùng sẽ là như thế nào ? Thí nghiệm cho thấy: khi chuyển vị ở phần đỉnh của tường bằng 0,1% - 0,5% độ cao của tường, áp lực đất của đất có tính cát sẽ giảm thấp tới áp lực đất chủ động; Đất lấp tính cát muốn đạt đến áp lực đất bị động thì chuyển vị ở phần đỉnh của tường chắn đất sẽ phải lớn hơn nhiều, ước đến bằng 5% chiều cao của tường hoặc lớn hơn nữa.

Ảnh hưởng của chuyển vị tường chắn đối với áp lực đất đại thể có mấy loại tình huống sau đây:

1) Khi đỉnh tường cố định, đầu dưới tường dịch chuyển ra phía ngoài, áp lực đất có hình parabol (hình 2.28a);



Hình 2.28: Biến đổi khác nhau của thân tường gây ra sự khác nhau về áp lực đất

2) Khi hai đầu trên và dưới tường cố định nhưng phần giữa tường thì vồng ra phía ngoài, áp lực đất có hình yên ngựa (hình 2.28b);

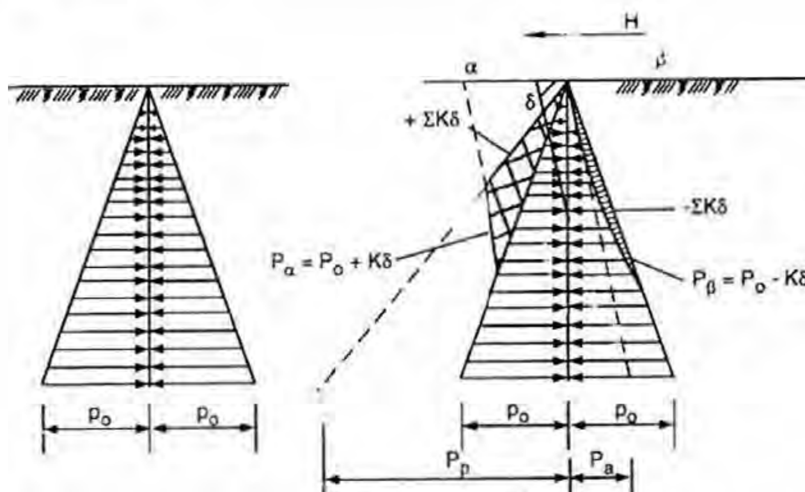
3) Khi tường dịch chuyển song song ra phía ngoài, áp lực đất có hình parabol (hình 2.28c);

4) Khi tường nghiêng ra phía ngoài, quay theo trung tâm của đoạn dưới tường sẽ gây ra áp lực đất chủ động bình thường (hình 28d);

5) Chỉ khi tường chắn hoàn toàn không dịch chuyển mới có thể sinh ra áp lực đất tĩnh (hình 2.28e).

Một số kĩ sư Nhật Bản kiến nghị: nên căn cứ vào biến dạng của thân tường để tiến hành điều chỉnh tăng giảm áp lực đất tác động lên thân tường. Giả định là đất 2 bên của tường ở trạng thái biến dạng đàn hồi, rồi dùng phương pháp hệ số nền của Winkler để tính áp lực đất lên tường.

Khi xem nền đất là hoàn toàn không chuyển vị (hình 2.29a), hai bên tường tính là áp lực đất tĩnh p_o.



Hình 2.29: Chuyển dịch của tường và điều chỉnh tăng giảm áp lực đất

Khi tường chịu ngoại lực và sinh ra biến dạng, nếu lượng chuyển vị ngang của bất cứ một điểm m nào đó của tường là δ thì áp lực đất p tác động vào m, cạnh α bị chèn ép như trong hình 2.29b (tức cạnh bị động), sẽ tăng thêm trị số là $K_h\delta$, K_h là hệ số nền nằm ngang của nền đất của tường, vậy thì áp lực đất của cạnh này là:

$$p_\alpha = p_o + K_h\delta \qquad (2.66)$$

Trong đó:

p_a - cường độ áp lực đất hướng ngang ở vị trí tính toán tác động vào tường;

p_o - cường độ áp lực đất tĩnh ở cùng một vị trí tính;

K_h - hệ số nền nằm ngang của nền đất của tường;

δ - lượng chuyển vị ngang của tường ở vị trí tính toán.

Ở phía cạnh, đất tơi xốp ra, tức cạnh β trong hình (cạnh chủ động), áp lực đất sẽ giảm đi với trị số là $K_h\delta$, vậy thì áp lực đất ở cạnh này là:

$$p_\beta = p_o - K_h\delta \qquad (2.67)$$

Trong đó: p_β - cường độ áp lực đất nằm ngang chủ động tác động ở vị trí tính toán trên tường.

Tuỳ thuộc vào sự tăng của chuyển vị, áp lực đất bị động cũng tăng lên dần, nhưng khi đạt đến trạng thái giới hạn nào đó, trị δ tăng thêm nhưng áp lực đất không tăng thêm nữa, thì áp lực đất ở trị giới hạn này được gọi là áp lực đất bị động. Tương tự, áp lực đất nằm ngang chủ động cũng giảm nhỏ dần tùy thuộc vào sự tăng thêm của chuyển vị, cho đến một trị giới hạn nào đó, trị δ tuy tăng lên nhưng áp lực đất lại không giảm nhỏ đi, thì trị giới hạn này được gọi là áp lực đất chủ động, dùng công thức để thực hiện là:

$$\left.\begin{aligned} &\text{Cạnh bị động:} \quad p_\alpha = p_o + K_h\delta < p_p \\ &\text{Cạnh chủ động:} \quad p_\beta = p_o - K_h\delta > p_a \end{aligned}\right\} \qquad (2.68)$$

Trong đó:

p_p - cường độ áp lực đất bị động của tường ở vị trí tính toán;

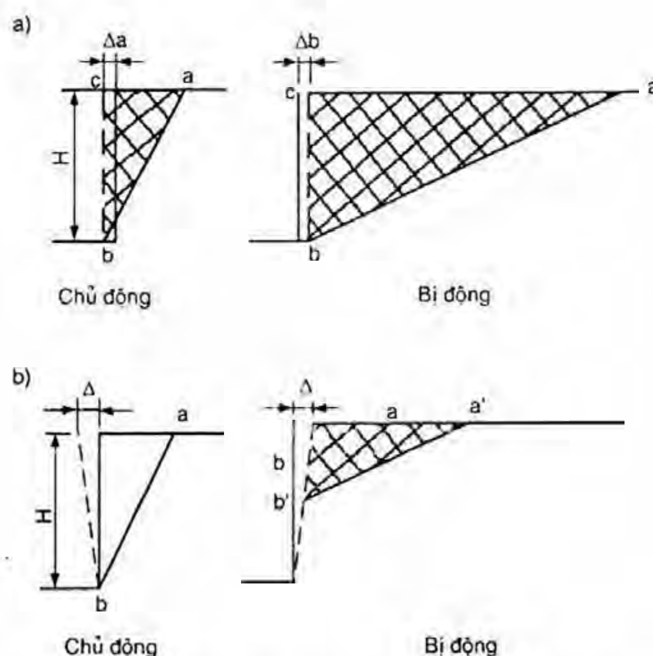
p_a - cường độ áp lực đất chủ động của tường ở vị trí tính toán.

Áp dụng phương pháp này để hiệu chỉnh áp lực đất, thường phải tính đi tính lại nhiều lần (tính lặp) mới có thể dần dần thu được kết quả tương đối hợp lí.

Áp lực đất tĩnh giảm dần cho đến áp lực đất chủ động hoặc tăng lên cho đến áp lực đất bị động cần thiết phải có tường cứng dịch chuyển sang ngang hoặc là quay. Brinch - Hansen đã kiến nghị để định lượng δ của loại chuyển vị này là:

$$\left.\begin{aligned} &\text{Với áp lực đất chủ động:} \quad \delta_a = 0{,}001H \\ &\text{Với áp lực đất bị động:} \quad \delta_p = 0{,}01H \end{aligned}\right\} \qquad (2.69)$$

Trong đó: H - chiều cao của tường.



Hình 2.30: Biến dạng của thân tường khi xuất hiện áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động
a) Trạng thái ứng suất chủ động và bị động do chuyển vị ngang của thân tường gây ra;
b) Tình hình khi thân tường quay quanh chân tường.

Chuyển vị cần thiết ở đỉnh tường để sinh ra áp lực đất chủ động và bị động trong đất cát và đất sét cho ở bảng 2.5.

Bảng 2.5. Chuyển vị cần thiết ở đỉnh tường để sinh ra áp lực đất chủ động và bị động

Loại đất	Trạng thái ứng suất	Hình thức chuyển dịch	Chuyển vị cần thiết
Đất cát	Chủ động	Song song với thân tường	0,001H
	Chủ động	Quay quanh chân tường	0,001H
	Bị động	Song song với thân tường	0,05H
	Bị động	Quay quanh chân tường	> 0,1H
Đất sét	Chủ động	Song song với thân tường	0,004H
	Chủ động	Quay quanh chân tường	0,004H
	Bị động	-	-

Ghi chú: *Bảng này trích trong "Sổ tay công trình móng" do Phương Hiếu Dương chủ biên.*

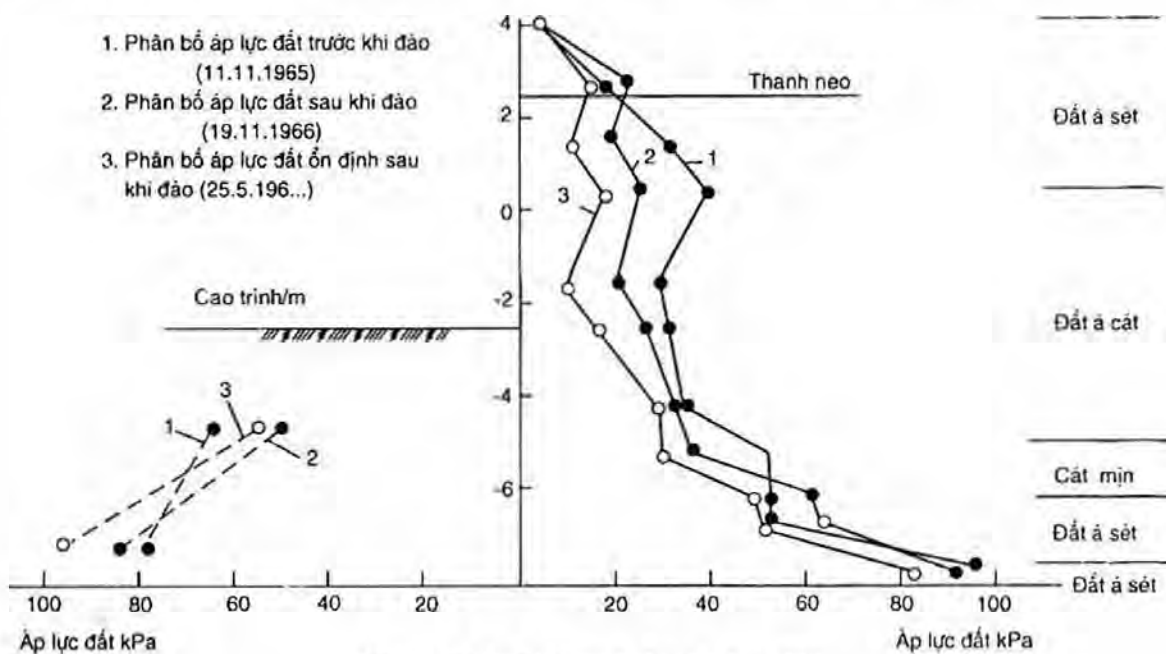
Căn cứ vào số liệu trên, với các kết cấu chắn giữ hố móng thông thường, chuyển vị thân tường cần có để đủ sinh ra áp lực đất chủ động tương đối dễ xuất hiện, còn số lượng chuyển vị để đủ sinh ra áp lực đất bị động thì tương đối lớn, thường thường là thiết kế không cho phép. Do đó, trước khi lựa chọn phương án tính toán, rất cần thiết phải tính đến tình huống về mặt biến dạng này, khi trong tính toán có tính đến cân bằng giới hạn thì điều này là cực kì quan trọng.

2.4.4. Đo áp lực của nước đất và thành quả

Tình hình phân bố áp lực nước đất tác động tường chắn trực tiếp ảnh hưởng đến ổn định của kết cấu tường chắn và nội lực trong kết cấu, là căn cứ để tính toán thiết kế tường chắn. Hiện nay, xung quanh quy luật phân bố áp lực nước đất tuy là có nhiều lí

thuyết nhưng đều chưa thật hoàn thiện. Để có thể nghiên cứu được độ lớn và quy luật phân bố của áp lực nước đất thực tế, cần phải dựa vào kết quả đo ở hiện trường, nghiên cứu tình hình biến đổi theo thời gian.

Hiện nay, việc đo áp lực nước đất chủ yếu dùng hai phương pháp, một là chôn hộp áp lực đất vào chỗ mặt tiếp xúc giữa tường chắn với đất để đo tổng lượng áp lực nước đất tác động vào tường chắn; Hai là, ngoài việc chôn hộp áp lực ra, có thể đồng thời chôn cả máy đo áp lực nước lỗ rỗng, như vậy ngoài hộp áp lực đo được tổng áp lực ta còn có thể đo được áp lực nước ở cùng vị trí. Một phương pháp khác nữa là đo gián tiếp, tức là đo lực trục ở thanh chống, sau đó tính ra áp lực đất tác động vào tường chắn. Hình 2.31 là đường cong phân bố áp lực đất (tức là tổng áp lực nước đất) thực đo được trước và sau khi đào một bến tàu cọc bản bêtông cốt thép có một tầng cao. Cọc bản dài 11,5m, sau khi đào hố sâu đến 7m, độ sâu cọc bản cắm vào đất là 4,5m trong cọc bản có chôn hộp áp lực đất kiểu màng thép để đo áp lực đất.



Hình 2.31: Kết quả đo áp lực đất

Từ hình vẽ có thể thấy, độ lớn và tình hình phân bố áp lực đất trên cọc bản biến đổi theo việc đào bến cảng ở trước cọc bản, sự biến dạng của cọc bản, độ cắm sâu vào trong đất và tính chất của đất. Trong hình, đường cong 1 sau tường là áp lực đất chủ động trước khi đào, giảm đi theo sự tăng thêm biến dạng của cọc bản trong quá trình đào, đường cong 3 là phân bố áp lực đất ổn định sau khi đào. Áp lực đất bị động phía trước cọc bản phần trên giảm đi, phần dưới tăng lên trong quá trình đào, phần trên giảm đi là vì trong khi đào tải trọng phải mang ở bên trên giảm đi làm cho trị số giảm đi của áp lực đất lớn hơn trị số áp lực đất bị động tăng lên do biến dạng của cọc. Phần dưới là do nguyên nhân áp lực đất bị động khá lớn sinh ra trong khi đào. Sau khi biến dạng của cọc và áp lực của đất được ổn, đường cong áp lực đất bị động 3 luôn tăng thêm so với đường cong 2.

Chương 3
CHẮN GIỮ BẰNG CỌC TRỘN DƯỚI SÂU

3.1. GIỚI THIỆU SƠ LƯỢC

Cọc trộn dưới sâu là một phương pháp mới để gia cố nền đất yếu, nó sử dụng ximăng, vôi, v.v... để làm chất đóng rắn, nhờ vào máy trộn dưới sâu để trộn cưỡng bức đất yếu với chất đóng rắn (dung dịch hoặc dạng bột), lợi dụng một loạt phản ứng hoá học - vật lí xẩy ra giữa chất đóng rắn với đất, làm cho đất mềm đóng rắn lại thành một thể cọc có tính chỉnh thể, tính ổn định và có cường độ nhất định.

Sau Đại chiến thế giới lần thứ hai, Mĩ là nước đầu tiên nghiên cứu về cọc ximăng trộn tại chỗ (MIP), đường kính cọc 0,3 - 0,4m, dài 10 - 12m. Năm 1950 truyền vào Nhật Bản, năm 1974 Trạm Nghiên cứu kĩ thuật bến cảng của Nhật Bản hợp tác nghiên cứu thành công phương pháp trộn ximăng để gia cố (CMC). Năm 1977, Trung Quốc bắt đầu thí nghiệm trong phòng và nghiên cứu chế tạo máy 2 trục đầu tiên để trộn dưới sâu. Năm 1990 Nhật Bản đưa ra loại công nghệ thi công trộn dưới sâu mới gọi là phương pháp RR, khi thi công đầu trộn lên xuống, lắc ngang và quay tròn trộn ngược lên làm thành cọc, một lần làm cọc có thể trộn được thân cọc có đường kính tới 2m.

Ở Việt Nam, đầu những năm 80 đã dùng kĩ thuật này của hãng Linden - Alimak (Thuỵ Điển) làm cọc ximăng/vôi đất đường kính 40cm, sâu 10m cho công trình nhà 3 - 4 tầng và hiện nay đang liên doanh với công ty Hercules (Thuỵ Điển) làm loại cọc này sâu đến 20m bằng hệ thống tự động từ khâu khoan, phun ximăng và trộn tại khu công nghiệp Trà Nóc (Cần Thơ) với tổng chiều dài cọc gần 50.000m. Gần đây (năm 1999) đã có một Hội nghị thế giới về vấn đề này (Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization) ở Rotterdam (Hà Lan).

Phương pháp trộn dưới sâu thích hợp với các loại đất được hình thành từ các nguyên nhân khác nhau như đất sét dẻo bão hoà, bao gồm bùn nhão, đất bùn, đất sét và đất sét bột v.v... Độ sâu gia cố từ mấy mét cho đến 50 - 60m. Ở Trung Quốc làm được tới độ sâu 15 - 18m. Nhìn chung nhận thấy khi gia cố loại đất yếu khoáng vật đất sét có chứa đá cao lanh, đá cao lanh nhiều nước và đá măng tô v.v... thì hiệu quả tương đối cao: Gia cố loại đất tính sét có chứa đá ilic, có chất chloride và hàm lượng chất hữu cơ cao, độ trung hoà (độ pH) tương đối thấp thì hiệu quả kém hơn.

Ở Thượng Hải, Trung Quốc, khi đào hố móng có độ sâu 5 - 7m, kết cấu tường chắn trước đây thường dùng cọc bản thép. Vì cọc bản thép khi đóng cọc, nhổ cọc tiếng ồn thi công lớn, chấn động mạnh, xáo động nền đất nhiều, khi thi công sinh ra biến dạng lớn, tính chắn nước kém, các công trình xây dựng xung quanh và các đường ống ngầm dễ bị lún và chuyển vị mạnh.

Tại công trình gang thép Bảo Sơn, Trung Quốc, năm 80 bắt đầu ứng dụng cọc trộn dưới sâu thay cho cọc bản thép làm kết cấu chống giữ thu được kết quả tốt. Nhiều nơi ở Trung Quốc hay dùng kiểu tường chắn trọng lực. Loại kết cấu chống giữ này không thấm nước, không phải đặt thanh chống, tạo điều kiện cho hố móng có thể đào rất thông thoáng, vật liệu sử dụng cũng chỉ có ximăng, do đó đạt được hiệu quả kinh tế tương đối cao, được sử dụng rộng rãi trong việc quây giữ hố móng sâu từ 5 - 7m. Kinh nghiệm ở Việt Nam qua công trình ở khu công nghiệp Trà Nóc (Cần Thơ) cũng chứng tỏ ưu việt của phương pháp này là kinh tế, thi công nhanh, không có đất thải, lượng ximăng khống chế điều chỉnh chính xác, không có độ lún thứ cấp (nếu làm nền), không gây dao động đến công trình lân cận, thích hợp với đất có độ ẩm cao (> 75%).

Ngoài chức năng ổn định thành hố đào (mục tiêu chính trong sách này), trụ đất ximăng còn được dùng trong các trường hợp sau:

+ Giảm độ lún công trình;

+ Tăng khả năng chống trượt mái dốc;

+ Tăng cường độ chịu tải của nền đất;

+ Giảm ảnh hưởng chấn động đến công trình lân cận;

+ Tránh hiện tượng biến loãng (hoá lỏng) của đất rời;

+ Cô lập phần đất bị ô nhiễm.

3.2. NGUYÊN LÍ VÀ ĐẶC TÍNH GIA CỐ XIMĂNG ĐẤT

3.2.1. Nguyên lí gia cố ximăng đất

Quá trình phản ứng lí hoá của việc gia cố đất bằng ximăng khác với nguyên lí đóng rắn của bêtông. Đóng rắn của bêtông chủ yếu là ximăng thực hiện tác dụng thuỷ giải và thuỷ hoá trong cốt liệu thô và cốt liệu nhỏ, do đó tốc độ đóng rắn khá nhanh. Khi dùng ximăng gia cố đất, do lượng ximăng trộn vào rất ít (chỉ chiếm 7% - 15% trọng lượng đất gia cố), phản ứng thuỷ giải và thuỷ hoá của ximăng hoàn toàn thực hiện trong môi trường có hoạt tính nhất định - sự quây kín của đất, do đó, tốc độ đóng rắn chậm và tác dụng phức tạp, cho nên quá trình tăng trưởng cường độ của ximăng gia cố đất cũng chậm hơn bêtông.

Nguyên lí cơ bản của việc gia cố ximăng đất là ximăng sau khi trộn với đất sẽ sinh ra một loạt phản ứng hoá học rồi dần dần đóng rắn lại, các phản ứng chủ yếu của chúng là:

(1) Phản ứng thuỷ giải và thuỷ hoá của ximăng: ximăng phổ thông chủ yếu do các vật oxyd là oxyd calci, oxyd silic lần lượt tạo thành các khoáng vật ximăng khác nhau: Silicat tricalci, aluminat tricalci, silicat dicalci v.v. .. Khi dùng ximăng gia cố đất yếu, các khoáng vật trên bề mặt hạt ximăng nhanh chóng xảy ra phản ứng thuỷ giải và thuỷ

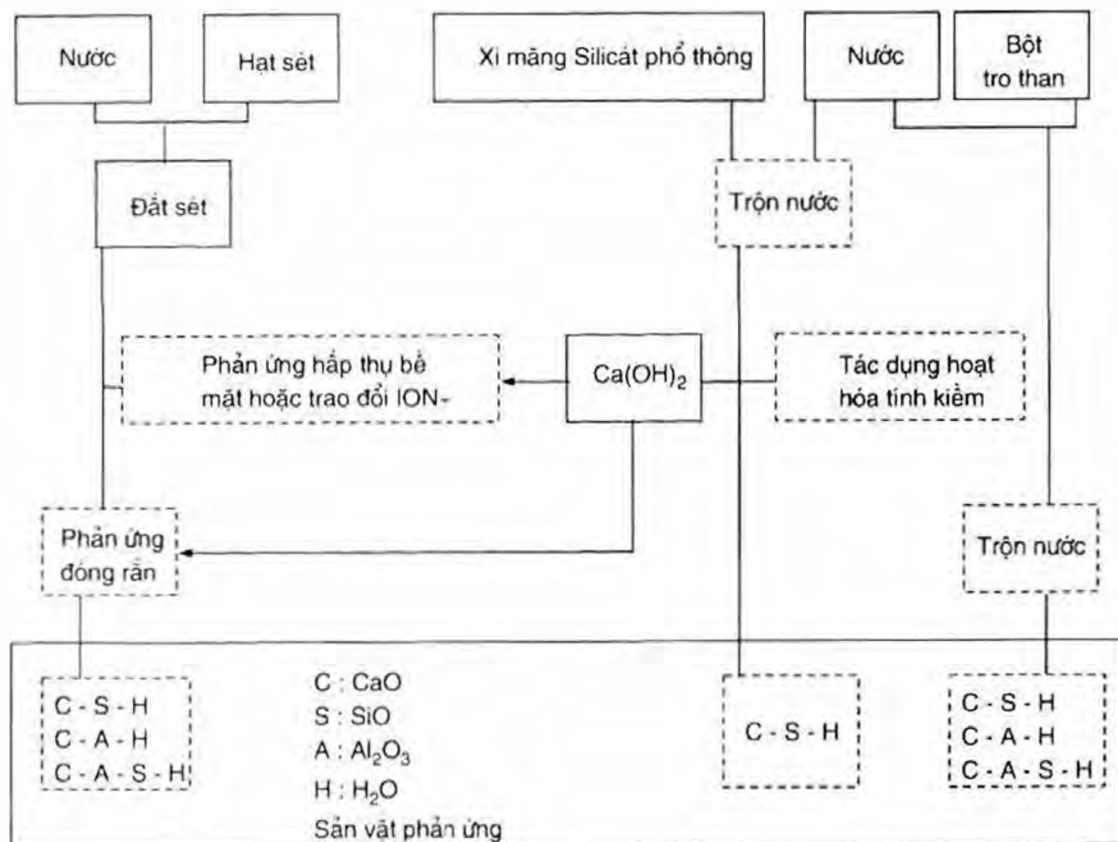
hoá với nước trong đất yếu tạo thành các hoá hợp chất như hydroxyd calci, silicat calci ngậm nước, aluminat calci ngậm nước v.v... theo công thức sau:


Ximăng + Nước = CSH-gel + Hydroxit calci

(2) Tác dụng của hạt đất sét với các chất thuỷ hoá của ximăng: Sau khi các chất thuỷ hoá của ximăng được tạo thành, tự thân nó trực tiếp đóng rắn, hình thành bộ khung xương đá ximăng; tiếp đến phản ứng với các hạt đất sét có một hoạt tính nhất định ở xung quanh.

(3) Tác dụng cacbonat hoá: Hydroxyd calci trôi nổi trong chất thuỷ hoá ximăng có thể hấp thụ cacbonic trong nước và trong không khí sinh ra phản ứng cacbonat hoá tạo thành cacbonat calci không tan trong nước.

Quá trình phản ứng gia cố ximăng đất như hình 3.1.



Hình 3.1: Phản ứng hoá học của ximăng và đất

Từ nguyên lí ximăng gia cố đất có thể thấy, do tác dụng cắt gọt và nhào trộn của máy, trên thực tế không thể nào tránh khỏi đất còn sót lại một ít cục chưa bị đập vỡ, khi trộn vào với ximăng sẽ có hiện tượng ximăng bao lấy cục đất, khe rỗng to giữa các cục đất trên cơ bản được lấp kín bằng các hạt ximăng. Cho nên, trong đất ximăng sau khi gia cố hình thành tình huống là bên trong các cục đất lớn nhỏ khác nhau thì không có ximăng mà ở xung quanh thì ximăng lại khá nhiều. Chỉ có qua một thời gian tương đối dài, các hạt đất ở trong cục đất, dưới tác dụng thẩm thấu của các chất thuỷ giải của

ximăng mới dần dần cải biến được tính chất của nó. Do đó, trong ximăng đất không thể tránh được là sẽ có những vùng đá ximăng có cường độ khá cao và tính ổn định nước khá tốt và những vùng đất cục có cường độ thấp hơn. Hai loại này xen kẽ nhau trong không gian, hình thành một dạng kết cấu ximăng đất đặc biệt. Có thể nói một cách định tính là, việc trộn cưỡng bức giữa ximăng và đất càng kĩ thì đất bị đập vỡ càng nhỏ, ximăng phân bố vào trong đất càng đều, thì tính li tán về cường độ kết cấu ximăng đất càng nhỏ, cường độ tổng thể trên phạm vi rộng rãi sẽ càng cao. Với công nghệ Limix Hercules nói trên đây, nhờ kiểm soát tự động hoàn toàn bằng máy tính nên lưu giữ toàn bộ các thông số cho từng cọc và cho phép đảm bảo chất lượng của cọc đất ximăng.

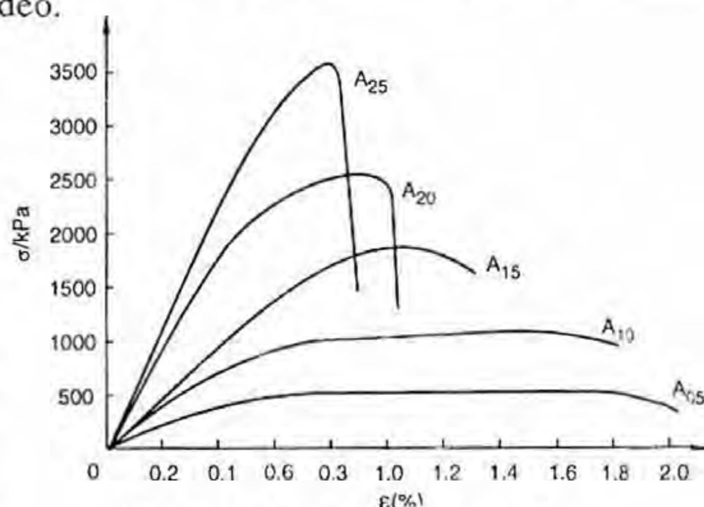
3.2.2. Đặc tính của ximăng đất

Trong ximăng đất thường dùng ximăng silicat phổ thông mác 425 hoặc ximăng xỉ quặng. Tỉ lệ nước ximăng trong vữa ximăng có thể lựa chọn từ 0,4 - 0,5. Lượng ximăng trộn vào là 7% - 15% trọng lượng đất gia cố hoặc lượng ximăng từ 180 - 250 kg/m^3 đất gia cố.

Theo kết quả thí nghiệm đất ximăng ở trong phòng: dung trọng của ximăng đất hơi lớn hơn đất mềm, ước lớn hơn đất mềm 0,7% - 2,3%, hàm lượng nước nhỏ hơn đất mềm. Cường độ chịu nén không hạn chế nở hông q_u thường là 0,5 - 4MPa, cường độ chịu kéo $\sigma_t = 0,15 - 0,25q_u$, lực dính kết $c = 0,2 - 0,3q_u$, góc ma sát trong $\varphi = 20^0 - 30^0$, môđun biến dạng $E_{50} = 120 - 150q_u$ (E_{50} là môđun biến dạng khi ứng suất của ximăng đất đạt đến 50% trị phá huỷ), hệ số thẩm thấu $k = 10^{-7} - 10^{-6}$ cm/s.

Cường độ không hạn chế nở hông của ximăng đất lớn hơn mấy chục lần cho đến hàng trăm lần đất mềm tự nhiên. Đặc tính ứng suất - biến dạng như hình 3.2, đặc trưng biến dạng của nó tuỳ thuộc theo sự khác nhau về cường độ và thường ở vào khoảng giữa của vật thể dòn và vật thể đàn hồi dẻo.

Giai đoạn bắt đầu khi ximăng đất chịu lực, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng về cơ bản là phù hợp với định luật Húc, khi ngoại lực đạt đến 70% - 80% cường độ giới hạn, quan hệ ứng suất và biến dạng của mẫu thử không còn tiếp tục duy trì quan hệ đường thẳng nữa. Khi ngoại lực đạt đến cường độ giới hạn, loại ximăng đất có cường độ lớn hơn 2000kPa xuất hiện rất nhanh phá huỷ dòn, cường độ tồn dư sau khi phá huỷ rất nhỏ, khi đó, biến dạng trục là khoảng 0,8% - 1,2% (như mẫu thử A_{20}, A_{25} trên hình 3.2);



Hình 3.2: Đường cong ứng suất biến dạng của ximăng đất $A_{5,10,15,20,25}$ là ximăng trộn vào so với a_w = 5, 10, 15, 20, 25%

loại ximăng đất có cường độ nhỏ hơn 2000kPa thì biểu hiện là phá huỷ dẻo (như mẫu thử A_5, A_{10}, A_{15} trên hình 3.2).

Một số nhân tố ảnh hưởng tới phản ứng ximăng - đất và cường độ đất gia cố gồm có: loại khoáng vật tạo thành đất, nhiệt độ trong nền, chất hữu cơ, chất có gốc sulfat và sulfid, tính đồng nhất của hỗn hợp trộn, độ ẩm của đất, loại và hàm lượng chất gia cố v.v...

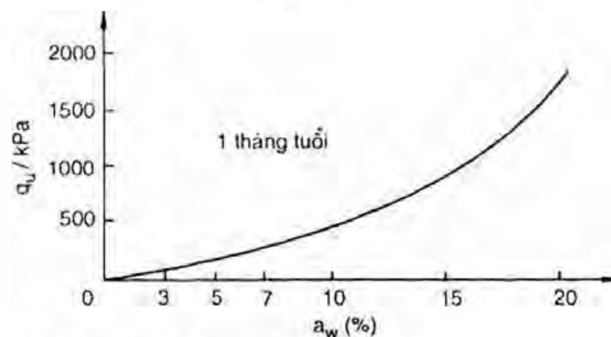
Dưới đây sẽ xem xét một số nhân tố chính vừa nêu.

3.2.2.1. Ảnh hưởng của lượng trộn ximăng

Tỉ lệ lượng ximăng trộn vào là tỉ số giữa trọng lượng ximăng trộn vào so với trọng lượng đất yếu cần gia cố, tức:

$$a_w\% = \frac{\text{Trọng lượng ximăng trộn vào}}{\text{Trọng lượng đất yếu cần gia cố}} \times 100\%$$

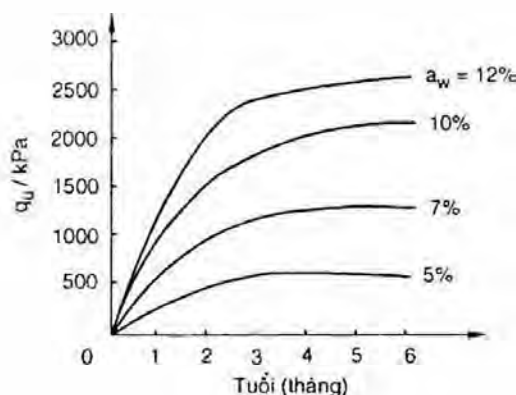
Cường độ của ximăng đất tăng lên theo tỉ số tăng lượng ximăng trộn vào (hình 3.3), trong công trình thực tế, tỉ lệ ximăng trộn vào thường chọn từ 7% - 15%, trong các trường hợp thông thường thì không nên nhỏ hơn 12%.



Hình 3.3: Quan hệ giữa lượng trộn ximăng với cường độ của ximăng đất

3.2.2.2. Ảnh hưởng của ngày tuổi

Cường độ của ximăng đất tăng lên theo sự tăng lên của ngày tuổi, như hình 3.4. Từ hình vẽ thấy, thường sau khi vượt quá 28 ngày tuổi, cường độ vẫn còn tăng rõ rệt, sau 3 tháng cường độ mới tăng chậm lại, do đó lấy cường độ ở 3 tháng tuổi làm cường độ tiêu chuẩn của ximăng đất là tương đối thích hợp, cũng có trường hợp chọn ở 7, 28 và 56 ngày tuổi.



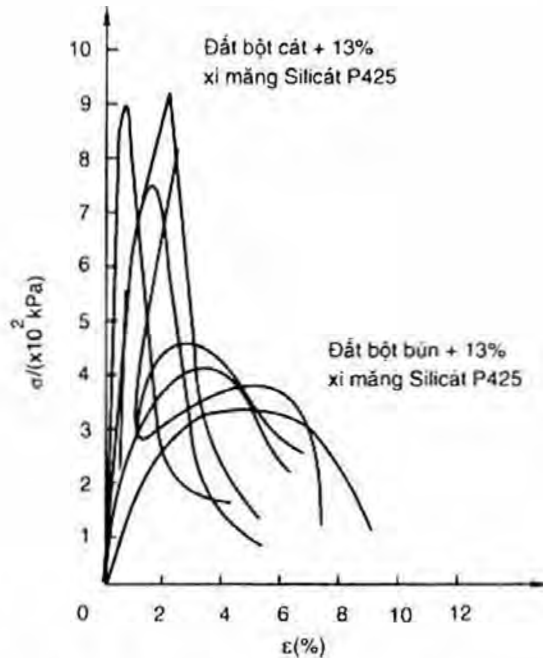
Hình 3.4: Quan hệ giữa ngày tuổi với cường độ của ximăng đất

3.2.2.3. Ảnh hưởng của các chất đất khác nhau

Loại đất khác nhau có ảnh hưởng rất lớn đến cường độ của ximăng đất, hình 3.5 là đường cong ứng suất biến dạng của ximăng đất trong loại đất bột cát và đất sét bùn. Hai loại ximăng đất này lượng ximăng trộn vào là 13%, đều là ximăng silicat mác 425 phổ thông, ngày tuổi là 28, cường độ chịu nén có nở hông của ximăng đất sau khi gia cố 28 ngày có chênh lệch rất rõ rệt, lần lượt là:

- Ximăng đất với đất bột cát q_u = 841kPa;

- Ximăng đất với đất sét bùn q_u = 370kPa.

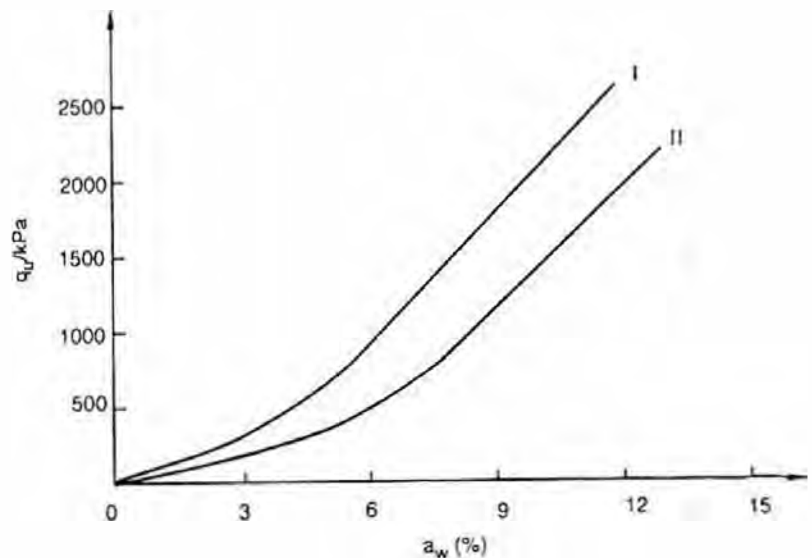


Hình 3.5: Đường cong ứng suất – biến dạng của ximăng đất với chất đất khác nhau

3.2.2.4. Ảnh hưởng của chất hữu cơ trong đất

Hàm lượng của chất hữu cơ trong đất ảnh hưởng đến cường độ của ximăng đất như hình 3.6.

Hai hình này đều là đất bùn trầm tích biển ở một nơi, I là hàm lượng chất hữu cơ 1,3% (theo trọng lượng), II là hàm lượng chất hữu cơ 10,01%. Từ hình vẽ có thể thấy, cường độ ximăng đất khi hàm lượng hữu cơ ít, cao hơn nhiều so với đất có nhiều hữu cơ. Bởi vì, chất hữu cơ làm cho đất có hàm lượng nước và tính dẻo khá lớn, có tính nén lớn, và tính thẩm thấu thấp, đồng thời, lại làm cho đất có tính chua, các nhân tố này đều trở ngại cho phản ứng thuỷ hoá của ximăng, do đó, loại đất yếu với hàm lượng hữu cơ cao, nếu chỉ gia cố bằng ximăng thì hiệu quả tương đối thấp.



Hình 3.6: Đường cong quan hệ cường độ ximăng đất với hàm lượng chất hữu cơ

Bảng 3.1 thể hiện ảnh hưởng các mức độ hàm lượng chất hữu cơ trong đất bùn lấy ở nhiều vùng khác nhau đối với cường độ chịu nén có nở hông của ximăng đất. Trong đó hàm lượng cacbon hữu *cơ và axit fulitic* là có ảnh hưởng rõ rệt nhất. Hàm lượng cacbon hữu cơ và axit fulitic càng cao thì cường độ ximăng đất càng thấp. Chất hữu cơ làm chậm quá trình phản ứng thuỷ hoá của ximăng hoặc làm cho các chất thuỷ hoá giải thể, phá huỷ sự hình thành của kết cấu ximăng đất, ảnh hưởng sự tăng trưởng cường độ của ximăng đất. Trong đất có hàm lượng chất hữu cơ cao, phải rất thận trọng khi dùng phương pháp trộn ximăng, khi thật cần thiết phải tăng tỉ lệ trộn ximăng, hoặc phải dùng các phụ gia đóng rắn nhanh.

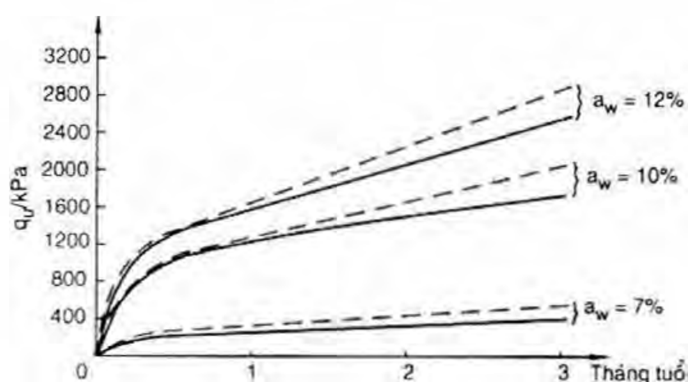
Bảng 3.1. Hàm lượng chất hữu cơ trong đất(1)
và cường độ chịu nén có nở hông của ximăng đất

Thứ tự	Độ trung hoà (pH)	Cacbon hữu cơ (%)	Chất humic (%)	Axit humic (%)	Axit fulitic (%)	Màu sắc của mẫu đất	Cường độ chịu nén MPa		
							7 ngày	28 ngày	90 ngày
1	7,40	0,73	0,544	0,81	0,105	Màu xám	1,28	2,54	3,32
2	4,70	1,37	1,078	0,166	0,126	Màu xám	1,03	1,89	2,29
3	6,84	1,58	1,280	0,100	0,200	Màu xám đậm	0,42	1,16	1,52
4	7,13	1,11	0,830	0,090	0,190	Màu xám đậm	0,51	0,84	1,12
5	8,37	2,93	2,590	0,151	0,189	Màu xám đen	0,50	0,80	0,94

(1) Hàm lượng chất hữu cơ tính theo phần trăm khối lượng.

3.2.2.5. Ảnh hưởng của bột tro than đối với cường độ

Ximăng đất có trộn bột tro than, cường độ nói chung được nâng lên so với khi không trộn, như hình 3.7. Ximăng đất ở các mức tỉ lệ trộn ximăng khác nhau, sau khi trộn vào một lượng bột tro than bằng với lượng ximăng, cường độ đều tăng lên khoảng 10% so với khi không trộn bột tro than, do đó, khi áp dụng phương pháp trộn dưới sâu để gia cố đất yếu mà có trộn bột tro than vào thì không những có thể tận dụng phế thải công nghiệp mà còn có thể nâng cao cường độ ximăng đất.



Hình 3.7: Ảnh hưởng của bột tro than đối với cường độ của ximăng đất
——— Ximăng đất không trộn bột tro than;
- - - - - Ximăng đất có trộn bột tro than.

Ngoài ra có thể dùng xỉ quặng lò cao sản xuất thép để thay ximăng. Xỉ là chất kết dính thuỷ lực phát triển chậm nên cần có chất xúc tác để tao phản ứng, trong trường hợp này thường dùng ximăng làm chất xúc tác.

3.2.2.6. Ảnh hưởng của chất phụ gia đối với cường độ

Chất phụ gia thường dùng có sulfonat calci chất gỗ, thạch cao, cacbonat natri, chlorit calci, triothanlamin v.v... Căn cứ vào nhu cầu công việc có thể dùng các chất phụ gia để tăng cường độ sớm, đóng rắn chậm, giảm nước v. v...

Chất phụ gia khác nhau tạo ra ảnh hưởng khác nhau đối với ximăng đất, ví dụ sulfonat calci chất gỗ ảnh hưởng không lớn đối với tăng trưởng cường độ ximăng, chủ yếu là có tác dụng giảm nước. Bởi vì tỉ lệ nước ximăng trong vữa ximăng có ảnh hưởng rất lớn đến cường độ của ximăng đất, do bản thân đất yếu đã có hàm lượng nước rất cao, tỉ lệ nước ximăng không nên lớn hơn 0,5 - 0,6%, độ sụt của vữa ximăng còn phải thoả mãn yêu cầu bơm đẩy ximăng đi, cho nên phải cho chất giảm nước vào như sulfonat calci chất gỗ. Thường là trộn vào khoảng 0,2% lượng dùng ximăng, khi tăng đến 0,25%, hiệu quả giảm nước sẽ không có thay đổi rõ rệt.

Chất tăng nhanh cường độ có thể dùng triothanlamin, chlorit calci, cacbonat natri hoặc thuỷ tinh lỏng v.v..., lượng trộn các chất trên nên lần lượt là 0,05%, 2%, 0,5% và 2% của trọng lượng ximăng.

Thạch cao vừa có tác dụng là chất đóng rắn chậm và vừa tăng nhanh cường độ, thạch cao có thể cùng với các tinh thể calci webstenrit được tạo ra từ phản ứng của các chất thuỷ hoá của ximăng, có thể hút được một lượng lớn nước tự do trong đất yếu, do đó, có tác dụng tăng cường độ cho ximăng đất. Ngoài ra, trong quá trình ximăng đóng rắn, còn có tác dụng làm chậm đóng rắn nhất định, do đó có lợi cho việc nhào trộn trong thi công, thường là trộn vào bằng 2% lượng dùng ximăng.

3.3. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN CÁCH CHẮN GIỮ BẰNG CỌC TRỘN DƯỚI SÂU

3.3.1. Nguyên tắc và hình thức thiết kế chắn giữ bằng cọc trộn dưới sâu

Như trên đã nói, cọc trộn dưới sâu được tạo thành từ loại vật liệu tính dòn, có được một độ cứng nhất định, cường độ chịu kéo nhỏ hơn nhiều so với chịu nén vì vậy trong công trình, phải triệt để lợi dụng ưu thế cường độ chịu nén cao, tránh khuyết điểm cường độ chịu kéo thấp của nó. "Đập trọng lực" là một kiểu kết cấu tường chắn lợi dụng trọng lượng của bản thân kết cấu và chịu nén, không chịu kéo.

Khi xác định phương án kết cấu chắn đất phải tuân theo các nguyên tắc sau đây:

1) Kĩ thuật tiên tiến;

2) Có thể thi công được;

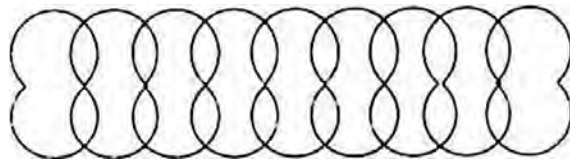
3) An toàn tin cậy;

4) Kinh tế hợp lí.

Khi thiết kế kết cấu tường chắn phải xem xét tổng hợp các yếu tố sau đây:

1) Kích thước hình học của hố móng, hình dạng, độ sâu phải đào;

2) Điều kiện địa chất công trình, địa chất thuỷ văn, phân bố và tính năng cơ lí của các tầng đất; tình hình nước ngầm;



Hình 3.8: Kết cấu chắn giữ có dạng bức tường

Hình 3.9: Mấy kiểu mặt bằng kết cấu tường chắn ximăng đất theo kiểu tường ô cách

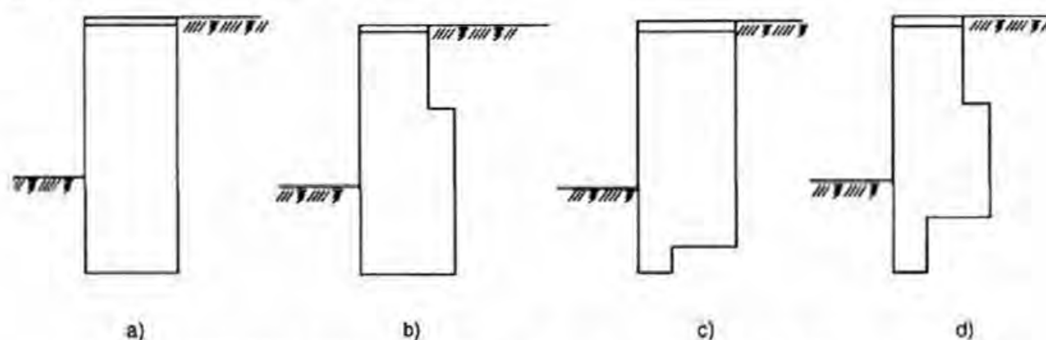
3) Tải trọng mà kết cấu chống giữ phải chịu và độ lớn của tải trọng;

4) Tình hình xung quanh hố móng như công trình xây dựng, đường sá giao thông, hệ thống ống ngầm.

Kết cấu chắn giữ bằng cọc trộn dưới sâu chính là các cọc trộn chồng tiếp với nhau, hình thức bố trí mặt bằng có thể có dạng bức tường, như hình 3.8.

Nếu tường chắn có dạng bức tường mà không đủ về bề rộng thì có thể tăng thêm bề rộng để thành kết cấu chắn giữ có dạng ô cách, tức là trong bề rộng của kết cấu chắn giữ không cần trộn gia cố toàn bộ, có thể ở một khoảng cách nhất định lại gia cố thành những tường dọc đứng song song, rồi theo tường dọc song song ấy làm thêm các sườn gia cố, các sườn này nối các tường dọc lại với nhau. Hình 3.9 là mặt bằng bố trí của mấy kiểu tường ô cách. Kết cấu tường chắn đất theo kiểu này hiện nay thường thi công bằng máy trộn hai đầu, một đầu trộn cọc có đường kính 700mm, khoảng cách giữa hai trục trộn là 500mm, khoảng chồng tiếp giữa 2 cọc trộn là 200mm.

Căn cứ vào yêu cầu sử dụng và đặc tính chịu lực, hình thức mặt cắt của kết cấu tường chắn bằng cọc trộn như hình 3.10.



Hình 3.10: Mấy kiểu mặt cắt của kết cấu tường chắn bằng cọc trộn

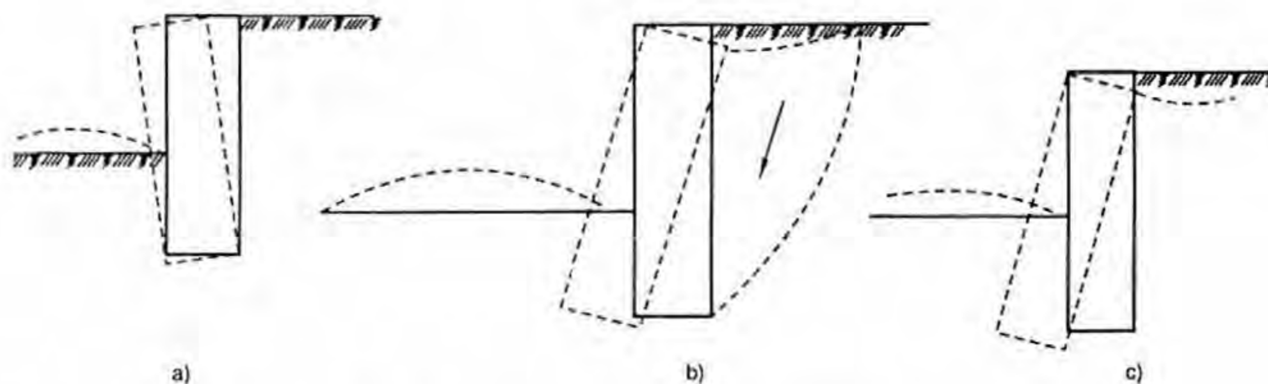
3.3.2. Tính toán tường chắn ximăng đất

3.3.2.1. Phương thức phá hỏng của tường chắn cứng tự đứng

(1) Phá hỏng do nghiêng đổ: Nhu hình 3.11a cho thấy, do thân tường chôn vào trong đất quá nông hoặc độ rộng tường không đủ, khi chất tải trên mặt đất quá nhiều hoặc xe tải nặng chạy bên bờ hố đều có thể làm cho tường bị phá hỏng do nghiêng đổ.

(2) Tổng thể nền đất bị phá hỏng: Như hình 3.11b cho thấy, khi độ sâu hố đào tương đối lớn, đất dưới móng lại quá yếu, đặc biệt là khi trên mặt đất lại có chất tải quá lớn (chất đống đất), đất nền cùng với kết cấu chống giữ cùng bị trượt. Tổng thể nền đất bị phá hỏng gây ra nguy hại cực kì lớn, thường là đồng thời với việc bị sụt lở một lượng đất lớn trên mặt, đáy hố móng trồi lên, còn có thể dẫn đến các cọc chịu lực ở bên trong hố móng cũng bị chuyển vị.

(3) Phá hỏng do chân tường bị trượt ra ngoài: Như hình 3.11c cho thấy, khi kết cấu chắn đất chôn sâu không đủ, đất đáy hố yếu quá hoặc do các hiện tượng cát chảy, rửa trôi làm yếu đi, có thể dẫn đến hiện tượng phá hỏng do chân tường bị trượt ra ngoài.



Hình 3.11: Các kiểu phá hỏng của tường chắn đất bằng ximăng đất

3.3.2.2. Tính tường chắn bằng cọc trộn ximăng

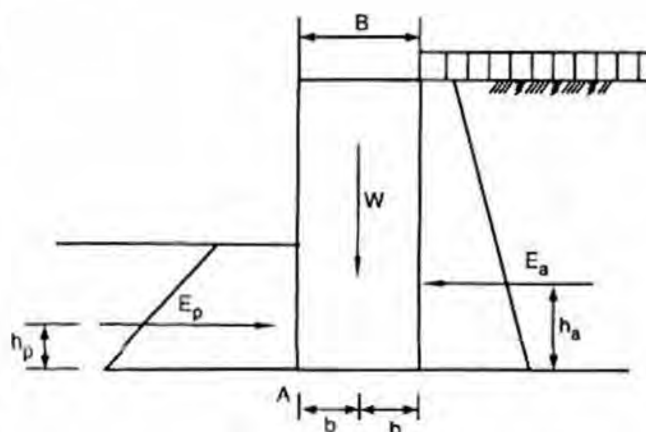
Căn cứ vào tình hình chất đất và độ sâu đào hố, đầu tiên dựa vào kinh nghiệm để định ra độ dài của cọc và độ rộng của thân tường:

Độ dài cọc L = (1,8 - 2,2)H;

Độ rộng tường B = (0,7 - 0,95)H.

Trong đó: H - độ sâu hố móng.

Tính tường chắn bằng cọc trộn ximăng gồm các việc tính toán chống nghiêng lật, chống trượt và tính ổn định tổng thể...



Hình 3.12: Tính toán tường chắn bằng cọc trộn ximăng

1) Kiểm tra tính ổn định chống trượt (hình 3.12):

$$K_h = \frac{\text{Lực chống trượt của thân tường}}{\text{Lực trượt của thân tường}} = \frac{W\mu + E_p}{E_a} \quad (3.1)$$

Hoặc:

$$K_h = \frac{W\tan\varphi_o + C_oB + E_p}{E_a} \quad (3.2)$$

Trong đó:

w - trọng lượng bản thân của thân tường (kN/m);

E_a - hợp lực của áp lực đất chủ động (kN/m);

E_p - hợp lực của áp lực đất bị động (kN/m);

μ - hệ số ma sát của đáy chân tường với đất, khi không có tài liệu thí nghiệm có thể lấy theo loại đất như sau:

+ Đất bùn: μ = 0,20 - 0,25;

+ Đất tính sét: μ = 0,25 - 0,40;

+ Đất cát: μ = 0,40 - 0,50:

φ_o - góc ma sát trong của lớp đất ở chỗ chân tường (^{o});

C_o - lực dính của lớp đất ở chỗ chân tường (kPa);

K_h - hệ số an toàn ổn định chống trượt, lấy 1,3; khi có yêu cầu tương đối cao về chống trượt thì lấy cao hơn; Khi cạnh dài hố móng nhỏ hơn 20m có thể giảm bớt K_h thích đáng.

2) Kiểm tra tính ổn định chống nghiêng lật (hình 3.12):

$$K_o = \frac{M_R}{M_o} = \frac{Wb + E_p h_p}{E_a h_a} \tag{3.3}$$

Trong đó:

M_R - mômen chống nghiêng lật;

M_o - mômen nghiêng lật;

h_p - cánh tay đòn đối với điểm A ở chân tường của hợp lực áp lực đất bị động;

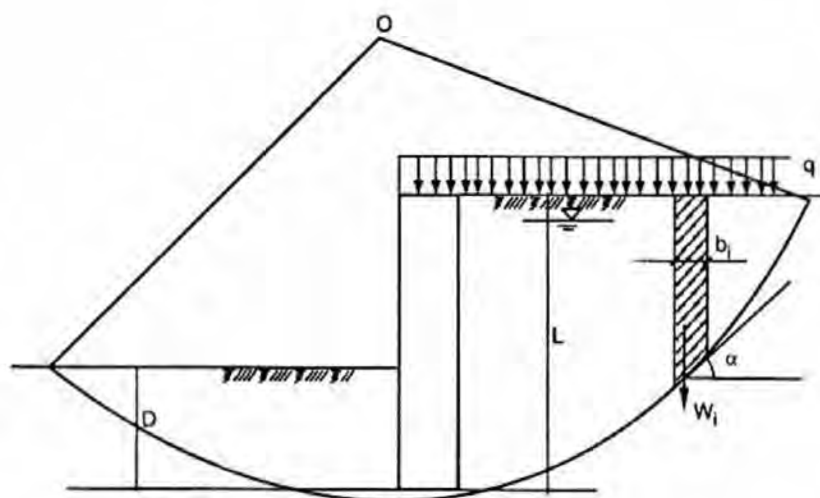
h_a - cánh tay đòn đối với điểm A ở chân tường của hợp lực áp lực đất chủ động;

b - cánh tay đòn đối với điểm A của trọng lượng bản thân tường W;

K_o - hệ số an toàn ổn định chống nghiêng lật, có thể lấy $K_o \geq 1,4$; khi có yêu cầu nghiêm khắc đối với chuyển vị, có thể nâng lên thích đáng; khi cạnh hố móng nhỏ hơn 20m có thể giảm đi thích đáng.

3) Kiểm tra tính ổn định tổng thể:

Khi đáy hố có tầng đất mềm yếu, phải dùng phương pháp trượt cung tròn để kiểm tra tính ổn định tổng thể của tường chắn, như trình bày trên hình 3.13.



***Hình 3.13:** Kiểm tra tính ổn định tổng thể*

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i l_i + \sum_{i=1}^{n} (q_i b_i + w_i)\cos\alpha_i \tan\varphi_i}{\sum_{i=1}^{n} (q_i b_i + w_i)\sin\alpha_i} \quad (3.4)$$

Trong đó:

b_i - độ rộng băng đất thứ i (m);

q_i - tải trọng mặt đất của băng đất thứ i (kPa);

W_i - trọng lượng băng đất thứ i, khi không có chảy thấm, từ mực nước ngầm trở lên thì tính theo trọng lượng đất tự nhiên, trở xuống - lấy trọng lượng đẩy nổi. Khi có tác động của dòng thấm, đối với phần đất ở giữa khoảng chênh mực nước bên trong và bên ngoài hố, khi tính mẫu số (mômen trượt), lấy trọng lượng bão hoà, khi tính tử số (mômen chống trượt), lấy trọng lượng đẩy nổi;

α_i - góc tạo thành giữa tiếp tuyến ở điểm giữa của cung trượt với đường nằm ngang tại băng đất thứ i (^{o}),

φ_i - góc ma sát trong của đất trên mặt trượt băng đất thứ i (^{o});

K - hệ số an toàn ổn định tổng thể khi tính theo phương pháp tổng ứng suất, $K \geq 1,2$.

Thường thì cung trượt nguy hiểm nhất là ở dưới đáy tường 0,5 - 1m. Khi lớp đất dưới đáy tường rất kém, phải tăng thêm độ sâu tính toán, cho đến khi trị K tăng lên mới thôi. Khi kiểm tra hệ số an toàn của cung trượt tiếp với tường, chỉ tiêu cường độ của thân tường lấy $\varphi = 0$, $c = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{15}\right) q_u$, khi thể gia cố ximăng đất có cường độ chịu nén của mẫu nở hông $q_u > 1$MPa, có thể không tính hệ số an toàn cung trượt tiếp tường.

Cần lưu ý rằng: khi các cọc đất ximăng bố trí không dày lắm và làm thành nhiều hàng vây xung quanh móng thì khó có thể xem đó là tường chắn trọng lực mà nên xem là nền đất quanh hố móng được gia cố bằng cọc ximăng đất. Việc tính toán ổn định trượt lúc này nên kể đến sự có mặt của cọc đất ximăng bằng cách quy đổi thành các chỉ tiêu tương đương đối với nền gia cố.

Cường độ chống cắt C_{td} (dùng trong tính toán ổn định) của khối đất gia cố C_{td} được tính theo công thức:

$$C_{td} = C_{tn}(1 - A_c) + C_{gc}A_c \quad (3.4a)$$

Môđun biến dạng của khối đất gia cố E_{td} (dùng trong tính toán độ lún nền đất quanh hố móng) được xác định theo công thức:

$$E_{td} = E_{tn}(1 - A_c) + E_{gc}A_c \quad (3.4b)$$

Trong đó:

C_{tn} - sức chống cắt của đất tự nhiên (hoặc chưa gia cố);

E_{tn} - môđun biến dạng của đất tự nhiên (hoặc chưa gia cố);

A_c - tỉ lệ chiếm chỗ của trụ đất ximăng (trong diện tích gia cố);

C_{gc} - sức chống cắt của trụ đất ximăng;

E_{gc} - môđun biến dạng của trụ đất ximăng.

4) Kiểm tra ứng suất thân tường:

Dưới tác động của áp lực đất theo chiều ngang, thân tường sinh ra mômen, tường chịu nén lệch tâm, phải kiểm tra ứng suất dương và ứng suất cắt của thân tường.

Ứng suất dương:

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{W_i}{B_i}\left(1 \pm \frac{6e_i}{B_i}\right) \tag{3.5}$$

$$\sigma_{max} \leq \frac{q_u}{2}$$

$$|\sigma_{min}| < \frac{q_L}{2} \text{ (khi } \sigma_{min} < 0)$$

Trong đó:

e_i - khoảng lệch tâm e_i của tải trọng tác động trên mặt cắt kiểm tra $e_i = \dfrac{M_i}{W_i}$ (m);

M_i - mômen uốn của hợp lực áp lực đất bên trên mặt cắt kiểm tra sinh ra trên mặt cắt ấy (kN/m);

B_i - bề rộng của mặt cắt kiểm tra (m);

W_i - trọng lượng bản thân của thân tường bên trên mặt cắt kiểm tra (kN/m);

q_u - trị thiết kế cường độ chịu nén của ximăng đất (kPa), có thể lấy $q_u = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right)f_{cu,k}$;

q_L - trị thiết kế cường độ chịu kéo của ximăng đất (kPa), có thể lấy $q_L = 0,15q_u$;

$f_{cu,k}$ - trị bình quân cường độ chịu nén giới hạn một trục của mẫu thử ximăng đất trong phòng có tỉ lệ trộn giống như ximăng đất thân cọc (khối lập phương có cạnh dài 70,7mm), trong điều kiện dưỡng hộ tiêu chuẩn ở 90 ngày tuổi (kPa).

Cũng có thể lấy cường độ chịu nén ở 7 ngày tuổi $f_{cu,7}$ để suy ra $f_{cu,k} = \dfrac{f_{cu,7}}{0,3}$.

Ứng suất cắt:

$$\tau = \frac{E_{ai} - W_i\mu_1}{B_i} < \frac{q_j}{2} \tag{3.6}$$

Trong đó:

E_{ai} - áp lực đất chủ động bên trên mặt cắt kiểm tra (kN/m);

μ_1 - hệ số chống cắt đứt của vật liệu thân tường, lấy bằng 0,4 - 0,5;

q_j - trị thiết kế cường độ chịu cắt của ximăng đất (kPa), có thể lấy $q_j = q_u/3$.

5) Kiểm tra khả năng chịu lực của nền đất dưới đáy tường chắn:

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{W}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{3.7}$$

$$\sigma_{max} \le 1,2f$$

$$\sigma_{min} > 0$$

Trong đó:

σ_{max} - áp lực lớn nhất ở mép của đáy móng (kPa);

σ_{min} - áp lực nhỏ nhất ở mép của đáy móng (kPa);

e - khoảng lệch tâm trên mặt đáy móng tường trọng lực (m);

f - khả năng chịu lực của nền đất dưới đáy tường chắn sau khi điều chỉnh theo độ sâu (tính từ độ sâu đào hố móng);

W - trọng lượng bản thân của tường (kN/m);

B - bề rộng thân tường (m).

6) Tính chống thấm

Tính chống thấm có thể áp dụng phương pháp của R. N. Davidenk và O. L. Franke, hình vẽ tính toán như hình 3.14, khi chảy thấm là phẳng, lưu lượng dòng thấm của bề rộng bằng đơn vị, là:

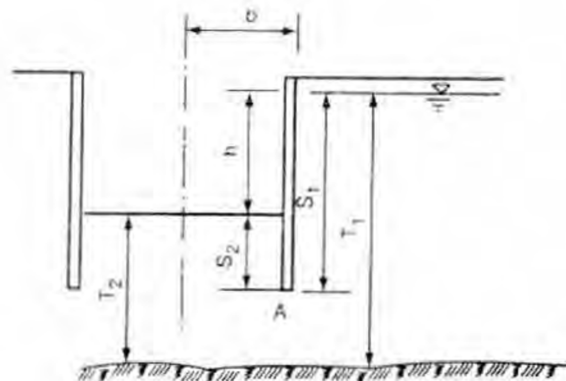
$$q = Kh\frac{1}{\zeta_1 + \zeta_2} \tag{3.8}$$

Trong đó:

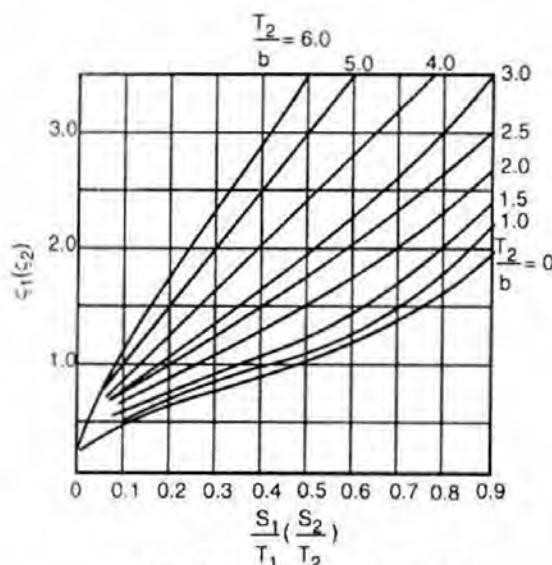
ζ_1 - căn cứ S_1/T_1 và $T_2/b = 0$ để tra ra từ hình 3.15;

ζ_2 - căn cứ vào S_2/T_2 và T_2/b để tra ra;

K - hệ số thấm của đất.



Hình 3.14: Hình vẽ để tính chống thấm



Hình 3.15: Đường cong tính toán chống thấm

T_1, T_2 đều có liên quan đến độ sâu của lớp không thấm nước, độ sâu của lớp không thấm nước xác định theo tài liệu địa chất. Đất sét không có kẹp cát rõ ràng có thể coi là lớp không thấm nước.

Cột nước ở điểm A chỗ cửa ra:

$$h_F = \frac{h\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3.9)$$

Gradien thuỷ lực bình quân chỗ cửa ra:

$$J_F = \frac{h_F}{S_2} \quad (3.10)$$

Yêu cầu
$$J_F \le \frac{J}{F_s} \quad (3.11)$$

Trong đó:

J - grandien tới hạn, với đất cát lấy bằng 0,8 - 1,0;

F_s - hệ số an toàn, thường có thể lấy bằng bằng 1,5 - 3,0.

Với lớp đất cát bột, có thể lấy $J/F_s = 1/3$, hoặc dựa vào kinh nghiệm của các công trình cùng loại để lựa chọn tiêu chuẩn grandien cho phép.

Với hố móng hình tròn hoặc hình vuông, phải tính toán theo thẩm thấu ba chiều. Tương tự, áp dụng như đã nói trên, trước tiên tra theo đường cong trên hình 3.15, sau đó tính lưu lượng chảy thấm và đầu nước thoát ở chỗ cửa ra.

Với hố móng hình tròn:

$$q = 0{,}8Kh\frac{1}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3.12)$$

Tổng lưu lượng chảy thấm ở hố móng: $Q = 2\pi rq$

Trong đó: r - bán kính hố móng.

Đầu nước chỗ cửa thoát ra:
$$h_F = 1{,}3h\frac{\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3.13)$$

Với hố móng hình vuông
$$q = 0{,}75\ Kh\frac{1}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3.14)$$

Tổng lưu lượng chảy thấm ở hố móng : $Q = 4Lq$

Trong đó: L - độ dài mỗi cạnh của hố móng hình vuông.

Đầu nước thoát ra ở đáy tường điểm giữa mỗi cạnh:

$$h_F = 1{,}3h\frac{\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3.15)$$

Đầu nước thoát ra ở đáy tường điểm góc hố móng:

$$h_F = 1{,}7h \frac{\zeta_1}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3.16)$$

Có thể thấy, gradien thuỷ lực lúc nước thoát ở điểm góc lớn hơn ở điểm giữa.

Với hố móng hình chữ nhật, đầu nước thoát ra ở điểm góc có thể tính theo hố móng hình vuông với độ dài cạnh là cạnh ngắn. Khi tỉ số giữa chiều dài và chiều rộng lớn hơn 2 hoặc xấp xỉ 2, đầu nước thoát ra ở điểm giữa cạnh dài và lưu lượng dòng thấm của hố móng có thể tính theo dòng thấm của bài toán phẳng.

Với hố móng hình đa giác, có thể biến thành hố tròn tương đương, bán kính $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$, trong đó A là diện tích hố móng đa giác, sau đó tính theo hố móng hình tròn.

7) Tính chuyển vị ngang của tường chắn ximăng đất

Chuyển vị ngang của tường chắn ximăng đất là vấn đề được các kĩ sư quan tâm, nó ảnh hưởng trực tiếp đến an toàn của các công trình xây dựng, đường sá, đường ống ngầm cũng như công trình ở xung quanh. Tính chuyển vị ngang có thể áp dụng công thức kinh nghiệm, phương pháp nền đàn hồi "m" và phương pháp phần tử hữu hạn phi tuyến tính.

Tính theo phương pháp phần tử hữu hạn phi tuyến tính, nói chung có thể giả định thành bài toán biến dạng phẳng, khi đất là vật liệu đồng nhất đẳng hướng theo các chiều, quan hệ ứng suất biến dạng của nó theo mô hình đàn hồi phi tuyến tính do Đặng Khẩn - Trương đề nghị. Thân tường ximăng đất là thể đàn hồi. Đào hố móng là một quá trình dỡ tải, Đặng Khẩn - mô hình này có thể xét đến ảnh hưởng của giảm tải.

Chuyển vị ở đỉnh tường chắn ximăng đất có thể tính bằng công thức kinh nghiệm, khi độ sâu chôn vào đất D = (0,8 - 1,2)H, (H là độ sâu đào hố móng), bề rộng của tường B = (0,6 - 1,0)H, có thể tính theo công thức kinh nghiệm sau đây:

$$\delta = \frac{H^2 L_{max} \xi}{\eta DB} \quad (3.17)$$

Trong đó:

δ - trị tính toán chuyển vị ngang ở đỉnh tường (mm);

L_{max} - chiều dài cạnh lớn nhất của hố móng (m);

ξ - hệ số chất lượng thi công, lấy bằng 0,8 - 1,5;

H - độ sâu hố móng (m);

D - độ sâu thân tường cắm vào đất kể từ đáy hố móng trở xuống (m);

η - hệ số chuyển đổi thứ nguyên, khi đơn vị của δ dùng là mm, η = 1, khi δ dùng cm, η = 10;

B - bề rộng của thân tường bằng cọc trộn (m).

Tính chuyển vị của tường chắn ximăng đất kiểu trọng lực bằng phương pháp nền đàn hồi "m", là một phương pháp tính giản hoá, coi nền đất là thể đàn hồi tuyến tính, tức là coi nền đất chịu lực ngang được mô phỏng bằng từng lò xo độc lập, như hình

3.16. Giữa các lò so không có ảnh hưởng lẫn nhau, chịu lực của lò so tỉ lệ với chuyển vị, có thể biểu thị là:

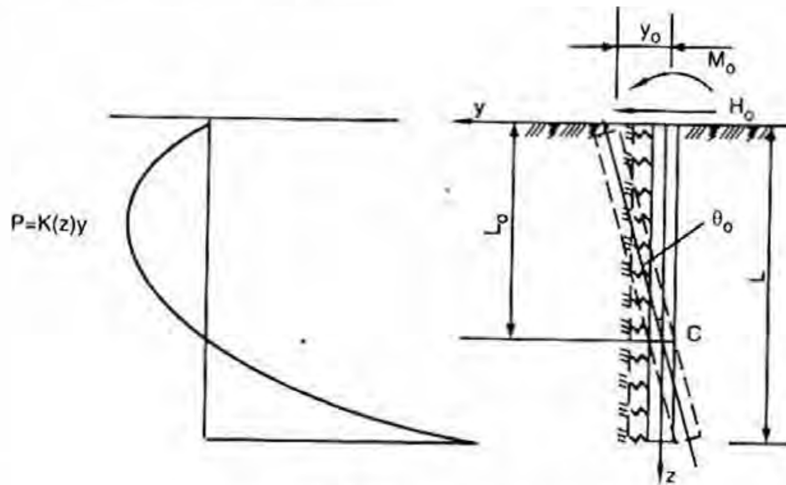
$$p = K(z)y \tag{3.18}$$

Trong đó:

p - lực chống hướng ngang của mặt bên tường chắn;

K(z) - hệ số nền thay đổi theo độ sâu:

y - trị chuyển vị ngang ở độ sâu z.



Hình 3.16: *Mô hình nền lò so*

Hệ số nền K có liên quan với chủng loại và tính chất cơ - lí của đất nền. Phương pháp "m" cho K tăng theo tỉ lệ thuận với độ sâu, tức là:

$$K = mz \tag{3.19}$$

Trong đó: m - hệ số tỉ lệ, trị số được xác định bằng thực đo theo thí nghiệm, khi không có tài liệu thí nghiệm, có thể tham khảo bảng 3.2 để lựa chọn sử dụng.

Khi độ cứng của tường chắn kiểu trọng lực là vô cùng lớn, dưới tác dụng của áp lực nước đất phía sau tường sẽ sinh ra chuyển dịch ngang hoặc bị xoay, như hình 3.17a. Cắt thân tường theo mặt cắt B-B', có thể tính được mômen M_O và lực cắt H_o tác động trên mặt cắt B-B'. Lấy phần thân tường bên dưới B-B' làm phần tử tính toán, như hình 3.17b, do đã giả thiết độ cứng thân tường là vô cùng lớn, dưới tác động của ngoại lực, thân tường lấy điểm O làm trung tâm để xoay cứng, nếu góc xoay là θ_o, chuyển vị ngang tại mặt đáy của hố móng là y_o, thì chuyển vị ngang ở đỉnh tường có thể viết là:

$$y = y_o + \theta_o H \tag{3.20}$$

Trong đó:

θ_o - góc xoay thân tường;

y_o - chuyển vị ngang tại mặt cắt B-B';

H - độ sâu hố móng.

Y_o và θ_o có thể tính theo công thức sau:

$$y_o = \frac{24M_o^{'} - 8H_o^{'}D}{mD^3 + 36mI_B} + \frac{2H_o^{'}}{mD^2} \quad (3.21)$$

$$\theta_o = \frac{36M_o^{'} - 12H_o^{'}D}{mD^4 + 36mDI_B} \quad (3.22)$$

Trong đó:

$$M_o^{'} = M_o + H_oD + Eh - W.\frac{B}{2}; \qquad H_o^{'} = H_o + E - S_L$$

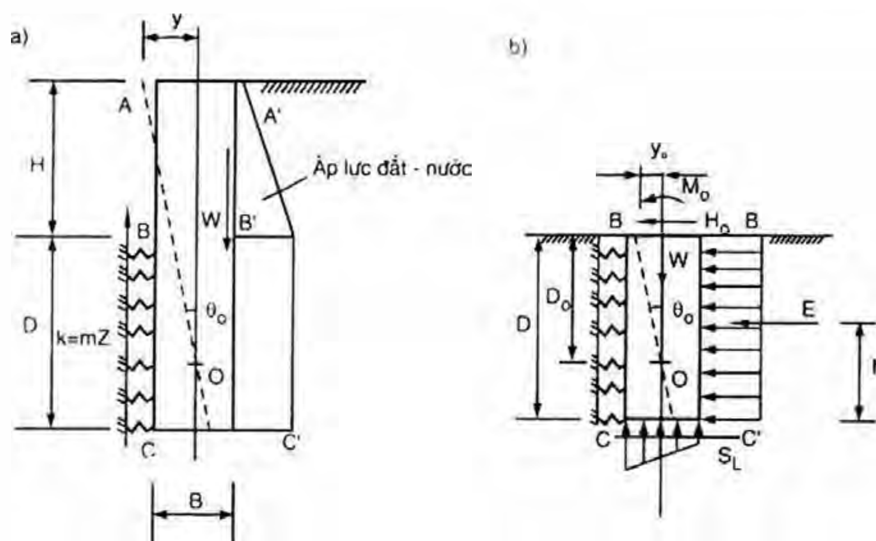
S_L - lực ép ma sát do thể đất ở đáy tường tạo ra, S_L = B.C;

C - lực dính kết của đất;

I_B - mômen chống ép của mặt cắt thân tường, $I_B = B^3/12$.

Bảng 3.2. Trị của hệ số tỉ lệ m (kN/m^4)

Loại đất nền	Trị m
Bùn, đất bùn, đất lớt bão hoà	2500 - 5500
Chảy dẻo và đất tính sét bình thường chảy dẻo, cát mịn bột rời rạc, đất lấp rời rạc	5500 - 14000
Đất tính sét thường có thể vê được và đất lớt tính ướt nhão, đất lấp hơi chặt và chặt vừa	14000 - 32000
Đất tính sét thường cứng dẻo và cứng rắn và đất lớt tính ướt nhão, cát chặt vừa và thô vừa, đất lấp cũ đã chặt chắc	32000 - 100000
Đất cát sỏi và đá dăm chặt vừa và thật chặt	100000 - 300000

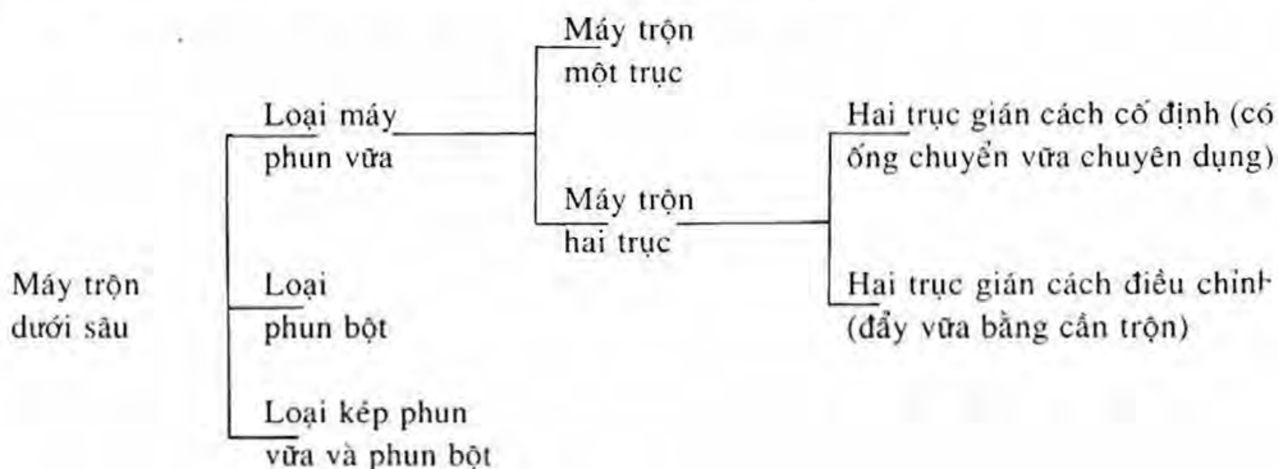


Hình 3.17: Chuyển vị ở đỉnh tường tính theo phương pháp m

3.4. NHỮNG ĐIỂM CHÍNH TRONG THI CÔNG CHẮN GIỮ BẰNG CỌC TRỘN DƯỚI SÂU

3.4.1. Máy thi công

Thi công cọc trộn để chắn giữ bằng cọc trộn dưới sâu có thể dùng phương pháp ướt (phun vữa) và phương pháp khô (phun bột), hiện nay, phương pháp ướt được dùng nhiều hơn. Có nhiều loại máy được chế tạo cho mục đích này. Máy trộn sản xuất ở Trung Quốc hiện nay chủ yếu có thể chia làm mấy loại sau đây:

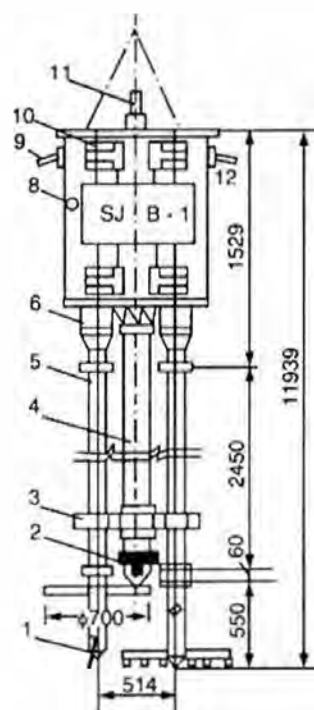


Máy trộn dưới sâu SJB-1, như hình 3.18, chủ yếu bao gồm:

(1) Bộ phận động lực: môtơ chìm dưới nước 2 cái × 30kW, mỗi cái nối với một bộ giảm tốc bánh xe hành tinh 2K-H hai cấp;

(2) Bộ phận trộn: Bao gồm trục trộn và đầu trộn (gồm 2 lá răng hợp kim cứng, đường kính 0,7 - 0,8m);

(3) Bộ phận chuyển vữa: Bao gồm ống giữa (ϕ140mm; mỗi đoạn dài 2,45m) và ống đẩy vữa luồn ở trong ống giữa (ϕ68mm) và van cầu một chiều (cầu có đường kính 120mm). Ống giữa xuyên ngang qua bản cố định ngang và trục trộn để nối liền thành một thể hoàn chỉnh.



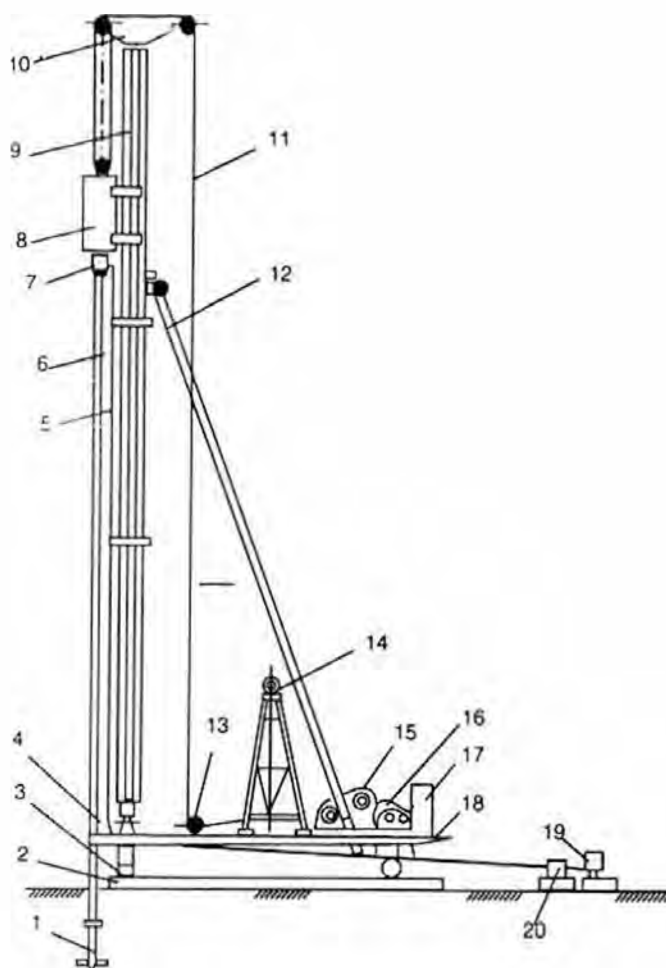
Hình 3.18: Máy trộn dưới sâu SJB–1.
1. Đầu trộn; 2. Van cầu; 3. Bản cố định ngang; 4. Ống giữa; 5. Trục trộn; 6. Bộ giảm tốc; 7. Bản trượt dẫn hướng; 8. Môtơ điện; 9. Cửa thoát nước; 10. Vỏ ngoài; 11. Ống chuyển vữa; 12. Cửa nước vào.

Máy trộn hai trục thường dùng hiện nay và các tham số xem trong bảng 3.3.

Bảng 3.3. Mấy loại máy trộn thường dùng và các tham số

Loại máy	SJB-I	SJB-II	SJB-22D	SJB-37D
Công suất môtơ, kW	2 × 30	2 × 40	22	2 × 18,5
Đường kính đầu trộn, mm	2 × ϕ700	2 × ϕ700	ϕ600	ϕ700
Số đầu trộn	2	2	1	1
Tốc độ quay đầu trộn, $r.min^{-1}$	43	43	46	45
Mômen quay định mức, N.m	2 × 6400	2 × 8500	4560	7500
Cự li đầu trộn, mm	514	514		
Diện tích xử lí 1 lần, m^2	0,71	0,71	0,283	0,483
Độ sâu thi công lớn nhất, m	10 - 12	15 - 18	12 - 15	15 - 18
Chất phun	Phun vữa	Phun vữa	Phun vữa và bột	Phun vữa và bột

Máy trộn dưới sâu thường dùng hiện nay được tạo thành bởi giá máy, bản đế máy và di chuyển bằng ống lăn như hình 3.19.

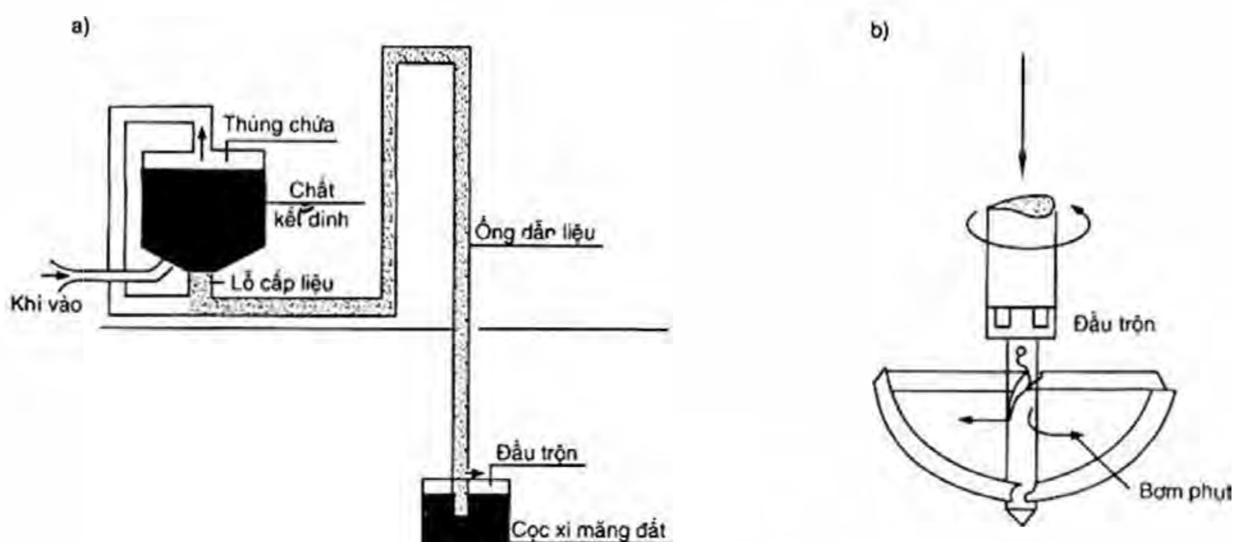


Hình 3.19: Máy trộn dưới sâu di chuyển bằng ống lăn

1. Đầu trộn; 2. Gỗ lót; 3. Ống lăn di chuyển; 4. Bản đáy giá cọc; 5. Ống bơm ximăng; 6. Cần trộn; 7. Đầu kín quay về; 8. Đầu động lực; 9. Cột đứng; 10. Tổ bánh xe ở đỉnh; 11. Dây cáp cẩu nâng; 12. Thanh chống; 13. Bánh xe trượt; 14. Xe ròng rọc đứng; 15. Tời chính; 16. Tời cuốn; 17. Hộp điều khiển điện; 18. Sàn thao tác; 19. Máy trộn ximăng; 20. Bơm đẩy.

Ngoài công nghệ ướt vừa nêu, công nghệ trộn khô (ximăng được bơm vào đất nhờ khí nén), thường gọi là công nghệ DJM (Dry Jet Mix Method), được dùng ở nước ta từ hãng Hercules với sơ đồ nguyên lí được trình bày trên hình 3.20a. Mũi trộn được đưa xuống đất bằng phương pháp khoan xoay. Khi đạt tới chiều sâu thiết kế mũi trộn (hình 3.20b) được quay ngược trở lại và rút dần lên, trộn đất tại chỗ với chất gia cố. Trong suốt quá trình rút, hỗn hợp chất gia cố được đưa vào bằng khí nén ở đầu mũi trộn. Thông số kĩ thuật của hệ thống thiết bị này như sau:

- Tốc độ quay 100 - 230 vòng/phút;
- Tốc độ rút cần: 10 - 15 mm/ vòng;
- Lượng chất gia cố 50 - 250 kg/m^3;
- Độ sâu gia cố lớn nhất: 21m;
- Đường kính cọc đất - ximăng 500 - 800mm;
- Tốc độ thi công 1000 m/ca máy.

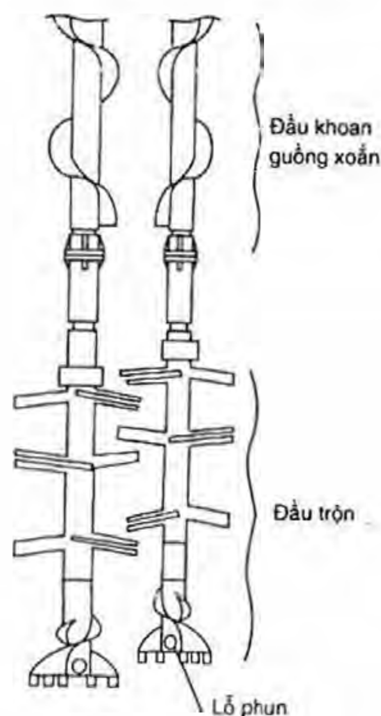


Hình 3.20: *Sơ đồ nguyên lí (a); mũi trộn (b) của thiết bị trộn khô của hãng Hercules*

Thiết bị của Hercules được xây dựng trên một công nghệ linh động và tin cậy. Tuỳ theo kích thước của hiện trường thi công mà xe chở nguyên liệu và thiết bị thi công được ghép chung hay tách rời trên hai xe riêng biệt. Đối với hiện trường lớn xe chở nguyên liệu có thể tự hành để tiếp nhận nguyên liệu; đối với hiện trường hẹp: thùng chứa nguyên liệu được đặt cùng với thiết bị thi công. Xe chứa nguyên liệu được nối với máy thi công bằng một đường dây truyền các dữ liệu và ống dẫn nguyên liệu. Một máy tính LPC liên kết thông tin giữa thiết bị khoan và bộ phận chở nguyên liệu đồng thời kiểm soát quá trình thi công cọc gồm các thông số như: tốc độ quay lớn nhất, tốc độ rút cần và lượng chất gia cố. Theo cấu tạo của địa tầng, tốc độ rút cần được thường

xuyên kiểm tra và thay đổi theo chiều dài cọc. Điều này đảm bảo chính xác mật độ phân tán của chất gia cố tại mỗi vị trí độ sâu của cọc. Toàn bộ các dữ liệu hoàn công của từng cọc đều được lưu lại ở máy tính để kiểm tra chất lượng.

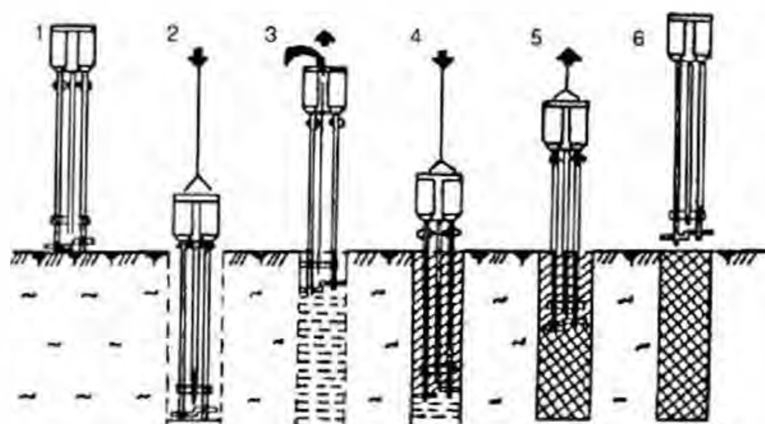
Ở Nhật Bản, hãng Kobelco cũng chế tạo thiết bị tương tự có từ 2 đến 5 trục trộn, tạo ra một tường chắn đất liên tục quanh hố đào (hình 3.21). Ở Italia, tập đoàn Trevi cũng phát triển kĩ thuật này có tên gọi là TREVIMIX với công nghệ ướt (wet method).



Hình 3.21: Thiết bị làm cọc ximăng đất có 2 trục trộn của hãng Kobelco

3.4.2. Phương pháp thi công

Dây chuyền công nghệ thi công cọc trộn dưới sâu như hình 3.22. Quá trình thi công theo phương pháp ướt đại thể như sau:



Hình 3.22: Dây chuyền công nghệ cọc trộn dưới sâu

1. Định vị; 2. Đưa máy xuống chuẩn bị trộn; 3. Phun trộn, nâng lên; 4. Trộn lại từ trên xuống; 5. Trộn ngược lên; 6. Hoàn thành.

(1) Định vị giá cọc và bảo đảm độ thẳng đứng

Đưa giá cọc trộn dưới sâu vào vị trí chỉ định, đối chiếu cho đúng tâm. Khi cốt cao ở hiện trường không phù hợp với cốt thiết kế yêu cầu hoặc lồi lõm không phẳng thì phải đào và san phẳng sẵn từ trước. Khi thi công, sai số vị trí cọc phải nhỏ hơn 5cm, sai số độ thẳng đứng cọc không quá 1%.

(2) Máy đi xuống chuẩn bị trộn: Chờ cho nước làm mát trong máy trộn tuần hoàn bình thường, khởi động môtơ của máy trộn, thả lỏng dây cáp của máy trục để cho máy trộn cắt đất và tụt dần xuống theo giá dẫn hướng. Tốc độ tụt xuống có thể điều chỉnh bằng ampe kế ở môtơ, cường độ dòng điện công tác không được quá 70A, nếu tốc độ xuống chậm quá, có thể bổ sung nước trong vào hệ thống chuyển vữa để dễ khoan xuống.

(3) Chuẩn bị vữa ximăng: Trộn vữa ximăng theo đúng tỉ lệ của thiết kế yêu cầu, chờ cho đến khi sắp bơm vữa thì đổ vữa vào phễu vật liệu.

(4) Nâng lên, bơm vữa và trộn: Sau khi cho máy trộn tụt xuống đến độ sâu thiết kế, mở máy bơm để bơm vữa vào trong đất, vừa bơm vữa vừa quay trộn, đồng thời nâng đầu trộn lên dần theo đúng tốc độ thiết kế đã xác định.

(5) Trộn lại hoặc bơm vữa lại: Khi máy trộn nâng lên đến cốt mặt đỉnh của độ sâu gia cố đã thiết kế, thì vữa ximăng ở trong phễu phải vừa vặn hết. Để làm cho đất và ximăng được trộn đều, có thể lặp lại lần nữa cho đầu trộn vừa quay vừa hạ xuống, cho đến độ sâu gia cố theo thiết kế, rồi lại cho đầu trộn nâng lên đến mặt đất.

Cũng có khi dùng phương pháp trộn lặp lại (tức là bơm vữa lần thứ 2). Lần thứ nhất bơm vữa cho đến cốt mặt đỉnh, bơm hết 60% tổng lượng vữa, lại cho đầu trộn vừa trộn vừa tụt vào trong đất cho đến độ sâu thiết kế, lại cho đầu trộn vừa nâng lên vừa trộn và bơm tiếp cho hết số 40% vữa còn lại. Trong khi trộn có bơm vữa thì tốc độ nâng lên không được quá 0,5 m/phút.

(6) Chuyển vị trí: Chuyển giá cọc đến vị trí của cọc tiếp sau.

3.4.3. Kiểm tra và khống chế chất lượng

Chất lượng thi công cọc trộn dưới sâu có thể phán đoán gián tiếp hoặc trực tiếp qua nhật kí thi công, thí nghiệm cường độ hoặc bằng đầu dò đơn giản.

(1) Kiểm tra chất lượng trong khi thi công cọc: bao gồm tính năng cơ học, chất lượng nguyên vật liệu, tỉ lệ trộn v.v... Trong khi thi công cọc phải kiểm tra từng cây cọc về: vị trí cọc, độ sâu đáy cọc, độ cao đỉnh cọc, độ thẳng đứng thân cọc, tốc độ nâng bơm, lượng chất phụ gia, độ đồng đều của lượng bơm, độ dày chồng tiếp, thời gian ngừng nghỉ khi thi công v.v...

(2) Nhật kí thi công: Nhật kí thi công là bảng ghi chép thực tế các công việc kín khuất ở hiện trường, phản ảnh tình hình tuân thủ công nghệ thi công và các loại vấn đề nảy sinh trong thi công. Khi ghi chép thi công phải làm tường tận, đầy đủ, ghi chép đúng sự thực và có người phụ trách chuyên ghi chép. Đối chiếu với công nghệ thi công

đã dự định trước khi thi công, rất dễ phán đoán được là thao tác thi công có đạt yêu cầu hay không. Những vấn đề xảy ra trong thi công như mất điện, sự cố về máy, hết vữa v.v... qua phân tích nhật kí cũng có thể biết được việc xử lí có được thoả đáng không.

(3) Kiểm tra cường độ: Trong trường hợp thao tác thi công đã phù hợp với yêu cầu công nghệ dự định trước, cường độ thân cọc có đáp ứng được yêu cầu thiết kế hay không là mấu chốt của việc khống chế chất lượng. Trước khi thi công dầm vòng vây quanh trên đỉnh của hệ thống chắn giữ bằng cọc trộn, có thể dùng cách khoan lấy lõi mẫu ximăng đất hoặc dùng đầu dò tĩnh để kiểm tra độ dài và cường độ thân cọc, hoặc dùng kiểu đầu dò giản đơn để kiểm tra cường độ thân cọc trong phạm vi 4m trên đỉnh cọc. Có thể dùng phương pháp xuyên cắt thuận hoặc nghịch để kiểm tra cường độ chống cắt của cọc tại hiện trường. Phương pháp xuyên cắt thuận là phương pháp thông dụng nhất. Một đầu xuyên có gắn lưỡi thép được ấn vào đầu cọc. Lưỡi thép có chiều rộng bằng đường kính cọc. Biểu đồ quan hệ giữa lực ấn cần thiết (kN) và chiều sâu xuyên (m) được xây dựng để đánh giá độ đồng nhất và cường độ chống cắt của cọc.

Thí nghiệm xuyên cắt nghịch tương tự như xuyên cắt thuận nhưng được thực hiện từ đáy cọc lên đỉnh cọc. Lưỡi cắt được đặt ở đáy cọc trong quá trình thi công và được nối với một dây cáp để kéo lên từ mặt đất.

Những thí nghiệm này thích hợp cho cọc có chiều dài lớn hơn 10 mét. Cũng có thể nhổ cọc (trong điều kiện cho phép) để kiểm tra đường kính độ đồng nhất và sự phân tán chất gia cố trong chiều dài cọc.

(4) Kiểm tra trong thời gian đào hố móng: quan sát xem thân cọc cứng hay mềm, độ bằng phẳng của đỉnh tường, chồng tiếp của thân cọc, tình hình thấm nước, nếu có điều không phù hợp yêu cầu thiết kế thì phải có biện pháp bổ cứu cần thiết.

3.5. VÍ DỤ THỰC TẾ

Ví dụ 1. Dùng tường vây bằng cọc ximăng đất tại Trung tâm thương mại hàng hải (Hà Nội)

Công trình ở gần đường Giải Phóng, địa hình tương đối bằng phẳng. Trừ một số chỗ tương đối gần nhà dân, còn phần lớn khoảng lưu không có chiều rộng trên 5m, thích hợp với việc sử dụng máy khoan phun ximăng GPP-5B. Chiều sâu hố móng cần đào: phần giữa là 7,8m; phần lớn là 6,5m; cục bộ (chỗ bể nước ngầm) là 5,45m. Với chiều sâu trên, sử dụng tường vây ximăng đất sét về mặt kĩ thuật, kinh tế là phù hợp.

Thiết bị và công nghệ

Thiết bị : Dùng máy khoan phun ximăng khô GPP-5B (trước đây là loại GPP-7) do nhà máy cơ giới khoan mỏ Thượng Hải (Trung Quốc) sản xuất. Loại máy này có thể khoan sâu tối đa là 18m; Mômen xoắn 0,5T.m; có 3 tốc độ khoan 0,48 m/phút; 0,8 m/phút; 1,47 m/phút, áp lực khoan 3T, có thể dịch chuyển phải, trái, tiến, lùi.

Nguyên lí gia cố nền đất yếu là khoan xuống bằng mũi khoan xoay, phá nát đất trong phạm vi độ sâu thiết kế. Sau khi mũi khoan tới độ sâu thiết kế thì bắt đầu rút mũi khoan lên, vừa xoay vừa dùng khí nén phun bột ximăng và trộn đều với đất đã được phá nát. Mũi khoan kéo lên đến cao độ đỉnh cọc thì ngừng. Để đảm bảo trộn đều ximăng với đất có thể lặp đi lặp lại quá trình khoan xuống và rút cần lên như đã nói trên. Kết quả ta sẽ có được một bức tường liên tục bằng ximăng đất với chất lượng cao.

Trình tự thi công và biện pháp đảm bảo chất lượng

Trước hết trên toàn bộ mặt bằng, đơn vị tổng thầu cần căn cứ toạ độ, giác móng, xác định điểm chuẩn (điểm đầu, điểm cuối, điểm gấp khúc). Đơn vị thi công căn cứ vào các điểm chuẩn nói trên xác định cụ thể vị trí các cọc. Mỗi vị trí cắm một cọc tre, sai số không quá 2cm.

Bước tiếp theo là xác định trình tự thi công: Nói chung, phải đảm bảo thi công liên tục trên chu vi hố móng, cọc này gắn liền với cọc kia, không có khe hở, không thấm nước.

Tại công trình này, một số chỗ hẹp, có thể phải khoan cọc ximăng trước rồi mới tiến hành đào hạ dốc xuống 2m. Ở những đoạn này khi thi công, mỗi bên phải mở rộng 3m.

Trường hợp không khoan liên tục được (để quá 3 ngày), giữa 2 cọc liền kề không gắn liền với nhau thì phải khoan thêm cọc bổ sung để đảm bảo chống thấm nước và không bị hở.

Trình tự thi công một cọc như sau:

(1) Chuyển dịch, định vị máy khoan, đảm bảo sai số < 5cm.

(2) Điều chỉnh mặt bằng và độ thẳng đứng của máy khoan, đảm bảo độ thẳng đứng sai lệch < 1%.

(3) Khoan xoay thuận có khí nén phá nát đất tới độ sâu thiết kế - 14,30m (cao độ mặt đất tự nhiên - 2,30m).

(4) Khoan xoay nghịch có phun ximăng đến vị trí ngừng phun ximăng theo thiết kế; ghi chép số lượng ximăng đã phun.

(5) Khoan lại xuống tới cao độ -10,8m rồi vừa kéo lên vừa xoay trộn đều cho tới mặt đất phía trên. Kết thúc một cọc.

Để đảm bảo lượng ximăng phun và trộn đều, trong quá trình thi công phải chú ý đảm bảo áp lực khí nén và lượng phun ximăng ổn định.

Khi khoan xuống cần chú ý:

- Lớp đất phía trên và lớp đất cứng dùng tốc độ chậm (0,48 m/phút);
- Phía dưới lớp đất cứng dùng tốc độ trung bình (0,80 m/phút);
- Khi kéo mũi khoan lên toàn bộ dùng tốc độ chậm;
- Khi khoan lại, trộn lại toàn bộ dùng tốc độ trung bình.

Trước khi khoan chính thức cần tiến hành khoan thí nghiệm một cọc để xác định các tham số và chất lượng cọc đó có đáp ứng yêu cầu không.

Ximăng trước khi đưa vào phun phải qua sàng, loại bỏ cục vón, tránh tắc và hiện tượng cọc bị đứt đoạn.

Phát hiện ống dẫn ximăng không nhảy lên nữa, phải ngừng phun, xử lí sự cố tắc ống, sau đó phun lại 1m chiều sâu.

Kiểm tra chất lượng

(1) Theo dõi quá trình thi công: Chủ yếu đảm bảo lượng ximăng phun đều hay không, tốc độ xoay, tốc độ lên xuống, chiều sâu gia cố v.v... có phù hợp với yêu cầu thiết kế không.

(2) Kiểm tra sau khi thành cọc: Phải dùng dụng cụ thí nghiệm N10 (SPT với chùy nặng 10kg) hoặc loại xuyên tĩnh CPT kiểm tra 2% số cọc (sau 3 ngày thành cọc).

Với N10 cắm sâu 10cm, số lần đập < 10 là phải thêm ximăng; số lần đập ≥ 30 là đủ.

Với CPT trị số lực cản q_c của dụng cụ thí nghiệm lớn gấp đôi q_c của lớp đất ban đầu mới đạt yêu cầu.

Cũng có thể tiến hành khoan 1 - 3 cọc lấy mẫu thử cường độ chịu nén của cọc.

Ví dụ 2. Phân tích sự cố công trình hố móng 1 toà nhà lớn (Trung Quốc).

Giới thiệu chung: Toà nhà 15 tầng + 1 tầng ngầm. Chiều sâu hố móng: 4,8m. Cọc công trình (cọc móng) gồm 314 cọc bêtông đúc sẵn 400 × 400mm dài 18m. Tường cừ hố móng là 4 hàng cọc ximăng đất ϕ600mm, cọc nọ gắn vào cọc kia 100mm, tường cừ rộng 2,1m, sâu 8m mặt bằng hố móng như hình 3.23.

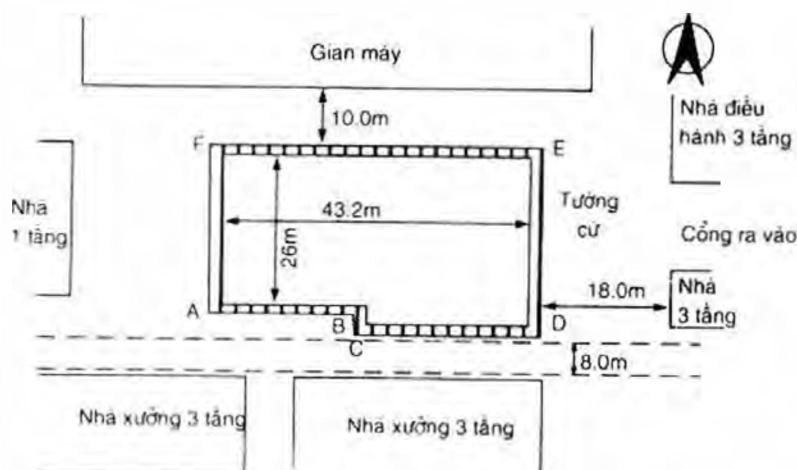
Đây là khu vực bình nguyên hạ lưu sông Trường giang, lớp đất mặt là đất đắp tạp; dưới là lớp sét bùn mềm dầy khoảng 8,0m.

Hố đào: Đào móng bằng máy từ cạnh AF đến DE và chia 2 đợt:

- Đợt 1 đào lớp đất mặt dày khoảng 2,5m.

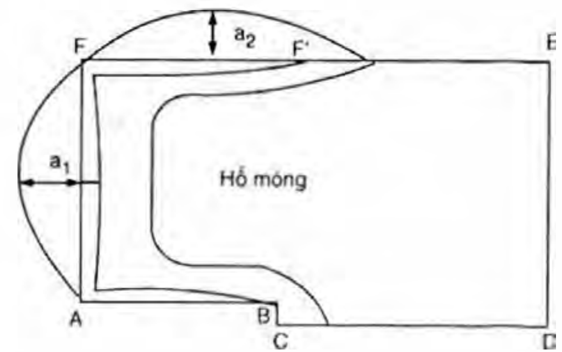
- Đợt 2, đào cao độ sâu đáy móng.

Khi đợt 2 đào tới phạm vi như hình 3.24 thì xảy ra sự cố: đoạn AF và F'F cùng tường cừ bị trượt và nghiêng. Phía Nam: cạnh AB có hiện tượng cọc chống và đất rời nhau ra, tạo thành



Hình 3.23: Vị trí mặt bằng hố móng

vết nứt tương đối lớn, trong đó phần giữa đoạn AF, đỉnh tường cừ dịch vào 1200mm, đáy hố móng cũng dịch vào 900mm và tường cừ nứt nghiêm trọng, đất ùn vào hố móng, phía ngoài tường cừ xuất hiện trượt và lở sâu tới 50 - 70cm. Mặt phía Bắc FF' tường cừ bị trượt nghiêm trọng và bên ngoài tường lún, làm tường nhà bị nứt nẻ. Khi sự cố xẩy ra, lập tức ngừng đào.



Hình 3.24: Vùng phá hoại của hố móng

Sự cố không những làm kéo dài tiến độ thi công mà còn làm ảnh hưởng nhất định đến các vật kiến trúc xung quanh. Trượt lở, phá hoại dẫn đến hiện tượng các cọc công trình chuyển vị tương đối lớn, thay đổi vị trí thiết kế của cọc, thậm chí bị nứt. Qua đo đạc cho thấy, sức chịu tải giảm bình quân 10 - 20%.

Phân tích sự cố

(1) Việc thăm dò khảo sát không chu đáo là tiền đề của sự cố. Tường cừ nằm đúng tầng sét bùn. Tính chất của tầng này ảnh hưởng rất lớn đến thiết kế: Đáng lẽ báo cáo thăm dò không những phải có các chỉ tiêu thông thường mà tốt nhất là phải cung cấp chỉ tiêu cường độ chống cắt bằng cắt cánh tại hiện trường. Rất tiếc là số liệu cung cấp lại chỉ có chỉ tiêu cường độ của lớp đất gần lớp chịu tải chứ không có chỉ tiêu của lớp sét bùn này. Khi thiết kế lại không yêu cầu bổ sung thí nghiệm cắt cánh mà lại dựa vào kinh nghiệm của công trình khác để chọn chỉ tiêu đưa vào tính toán thiết kế, làm cho bản thân thiết kế đã có tính mù quáng nên tiềm ẩn nguyên nhân gây sự cố.

(2) Trong thiết kế sử dụng chỉ tiêu lớn chính là nguyên nhân trực tiếp của sự cố. Từ tính chất trạng thái sự cố có thể phán đoán chuyển dịch ngang của tường cừ là 1,2m và nghiêng khá lớn, trong hố móng thì đất đùn lên, ngoài hố móng thì lún xuống. Có thể thấy hệ số an toàn chống trượt và chống nghiêng rất nhỏ, hệ số chống đẩy trồi lên ở vào trạng thái giới hạn. Trong thiết kế dựa vào kinh nghiệm để lấy chỉ tiêu cường độ của lớp sét bùn: lực dính c = 12kPa; góc ma sát trong $\varphi = 12^o$, căn cứ chỉ tiêu này tính toán thì hệ số an toàn chống trượt và chống nghiêng của tường cừ là K = 1,01 và K = 0,9, độ an toàn chống trồi của hố móng, phù hợp yêu cầu. Kì thực theo tình hình thực tế tại chỗ lấy $\varphi = 12^o$ đương nhiên lớn một chút, nói chung không vượt quá 8^o.

Nếu lấy góc ma sát của lớp sét bùn $\varphi = 8^o$ để kiểm toán lại phương án tường vây thì độ an toàn chống nghiêng và chống trượt lần lượt là K = 0,8 và K = 0,9. Nếu thiết kế tường cừ sâu 10m thì độ an toàn chống nghiêng và chống trượt mới nâng lên K = 1,0 và K = 0,9. Có thể thấy người thiết kế đã chọn độ sâu cọc tường cừ là quá nhỏ, như vậy tất nhiên sẽ dẫn tới sự cố.

(3) Bố trí thi công không thoả đáng là nhân tố dẫn tới sự cố. Cọc công trình là loại chế tạo sẵn, chiều dài 18m, số lượng lại tương đối lớn 314 cọc. Quá trình đóng cọc làm

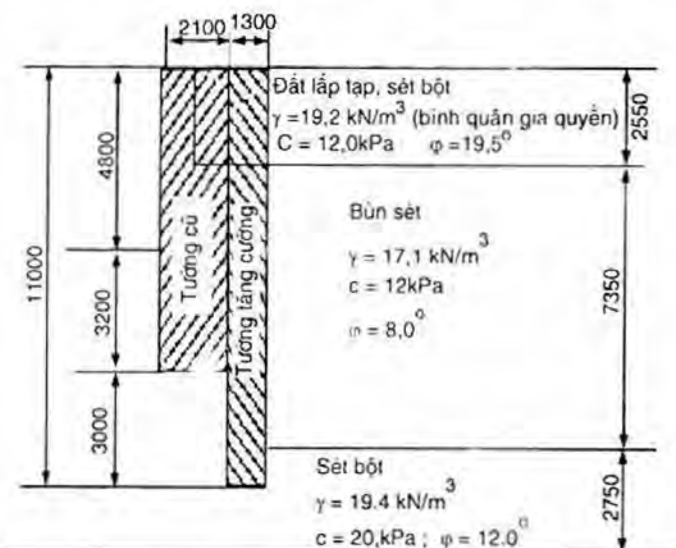
rung động lớp đất bùn sét, vốn rất nhạy, khiến trong địa tầng này áp lực nước lỗ rỗng tăng lên, làm cường độ của địa tầng này giảm đi nhanh chóng. Cọc đóng xong chưa đầy một tháng đã bắt đầu đào móng. Lúc này áp lực nước lỗ rỗng chưa kịp tiêu tán, cường độ địa tầng chưa kịp hồi phục, cường độ của địa tầng có thể nhỏ hơn trị số thiết kế rất nhiều. Như vậy thì sự cố xảy ra là điều khó tránh khỏi.

Xử lí sự cố

(1) Do phía đông và tây hố móng tương đối rộng, thoáng, phía bắc cũng có phạm vi nhất định, ở 3 phía này, tiến hành đào đất phía bên ngoài tường cừ để giảm áp lực đất chủ động. Nhưng xét tới độ ổn định và tính khả thi ở mặt phía Bắc, độ sâu đào đất cũng không vượt quá 1,5m. Đồng thời hố móng sau khi đào cũng cần giữ lại bậc thang đất bên trong, sau này, khi phân đoạn đào xong sẽ đổ bêtông bịt đáy. Khi phân tích tính toán, vẫn lấy c = 12kPa, $\varphi = 8^o$ qua tính toán, kiến nghị độ cao đào đất giảm tải là 1,0m với chiều dài không nhỏ hơn 5m. Trong hố móng giữ lại thềm đất cao 2m với chiều dài không nhỏ hơn 4,0m. Như vậy hệ số an toàn chống nghiêng của tường cừ K = 1,45 có thể thoả mãn yêu cầu: hệ số an toàn chống trượt K = 0,94, với kết cấu tạm thời, lúc thi công tăng cường giám sát thì có thể thoả mãn yêu cầu.

Phạm vi đã trượt, đổ, do đổ bêtông bịt đáy không đủ, phải loại bỏ.

(2) Qua kiểm toán ổn định chống trượt và sau khi kiểm toán cường độ mặt cắt cọc suy ra lực cắt cần cung cấp cho mặt cắt tường cừ là $\tau_1 \geq 180$ kN/m. Nếu lấy cường độ chống cắt của cọc ximăng đất sau 30 ngày là $\tau_1 = 140$kPa thì chiều rộng cần bổ sung cường độ là trên 1,3m, tức ít nhất đóng 2 hàng cọc ximăng đất ϕ700, chiều sâu tăng thêm của tường cừ, qua kiểm toán sơ bộ phải dưới mặt đất 11m tức tăng thêm 3,0m. Lúc đó hệ số an toàn chống trượt và chống nghiêng có thể đạt K = 1,15 và K = 1,02, có thể thoả mãn yêu cầu. Tình hình địa tầng làm căn cứ trong tính toán và tham số đã lấy cũng như mặt cắt tường cừ được thể hiện trên hình 3.25.



Hình 3.25: Mặt cắt tăng cường của tường cừ hố móng



Cọc chôn sâu chắn giữ thành hố móng

Chương 4
CHẮN GIỮ BẰNG CỌC HÀNG

4.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Khi đào hố móng, ở những chỗ không tạo được mái dốc hoặc do hiện trường hạn chế không thể chắn giữ bằng cọc trộn được, khi độ sâu khoảng 6 - 10m thì có thể chắn giữ bằng cọc hàng. Chắn giữ bằng cọc hàng có thể dùng cọc nhồi khoan lỗ, cọc đào bằng nhân công, cọc bản bêtông cốt thép đúc sẵn hoặc cọc bản thép...

Kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng có thể chia làm:

(1) Chắn giữ bằng cọc hàng theo kiểu dẫy cột:

Khi đất quanh hố tương đối tốt, mực nước ngầm tương đối thấp, có thể lợi dụng hiệu ứng vòm giữa 2 cọc gần nhau (ví dụ khi dùng cọc nhồi khoan lỗ hoặc cọc đào lỗ đặt thưa) để chắn mái đất, như hình 4.1a.

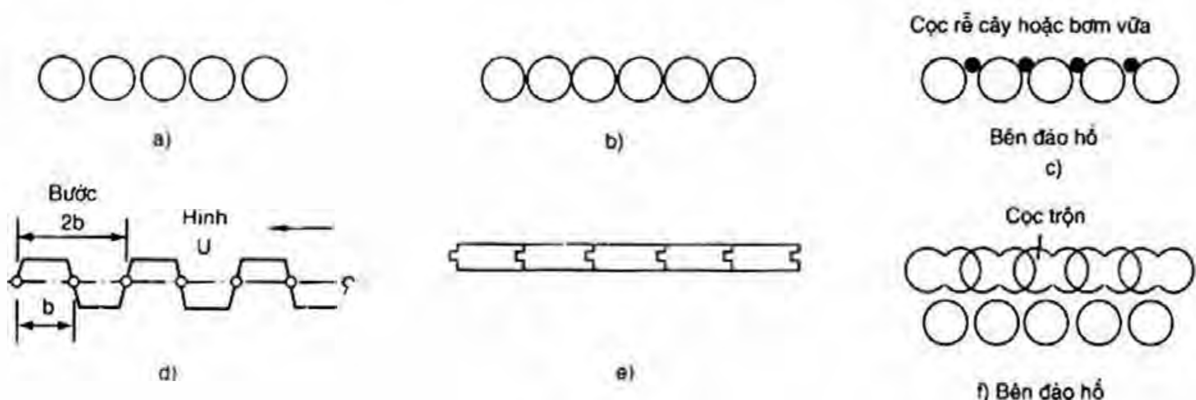
(2) Chắn giữ bằng cọc hàng liên tục (hình 4.1b)

Trong đất yếu thì thường không thể hình thành được vòm đất, cọc chắn giữ phải xếp thành hàng liên tục. Cọc khoan lỗ dày liên tục có thể chồng tiếp vào nhau, hoặc khi cường độ bêtông thân cọc còn chưa hình thành thì làm một cọc rễ cây bằng bêtông không cốt thép ở giữa hai cây cọc để nối liền cọc hàng khoan lỗ lại, như hình 4.1c. Cũng có thể dùng cọc bản thép, cọc bản bêtông cốt thép, như hình 4.1d, e.

(3) Chắn giữ bằng cọc hàng tổ hợp

Trong vùng đất yếu mà có mực nước ngầm tương đối cao có thể dùng cọc hàng khoan nhồi tổ hợp với tường chống thấm bằng cọc ximăng đất, như hình 4.1f.

Căn cứ vào độ sâu hố đào và tình hình chịu lực của kết cấu, chắn giữ bằng cọc hàng có thể chia làm mấy loại sau đây:



Hình 4.1: Các loại chắn giữ bằng cọc hàng

(1) Kết cấu chắn giữ không có chống (conson): Khi độ sâu đào hố móng không lớn và có thể lợi dụng được tác dụng conson để chắn giữ được thể đất ở phía sau tường.

(2) Kết cấu chắn giữ có chống đơn: Khi độ sâu đào hố móng lớn hơn, không thể dùng được kiểu không có chống thì có thể dùng một hàng chống đơn ở trên đỉnh của kết cấu chắn giữ (hoặc là dùng neo kéo).

(3) Kết cấu chắn giữ nhiều tầng chống: Khi độ sâu đào hố móng là khá sâu, có thể đặt nhiều tầng chống, nhằm giảm bớt nội lực của tường chắn.

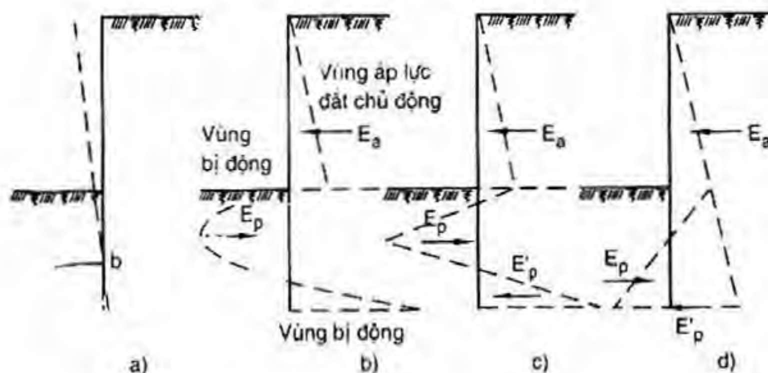
Căn cứ vào thực tiễn thi công ở vùng đất yếu, với độ sâu hố đào < 6m, khi điều kiện hiện trường có thể cho phép thì áp dụng kiểu tường chắn làm bằng cọc trộn dưới sâu kiểu trọng lực là lí tưởng hơn cả. Khi hiện trường bị hạn chế, cũng có thể dùng cọc conson khoan lỗ hàng dày ϕ600mm, giữa hai cọc được chèn kín bằng cọc rễ cây, cũng có thể làm thành màng ngăn nước bằng cách bơm vữa hoặc cọc trộn ximăng ở phía sau cọc nhồi: với loại hố móng có độ đào sâu 4 - 6m, căn cứ vào điều kiện hiện trường và hoàn cảnh xung quanh có thể dùng loại tường chắn bằng cọc trộn dưới sâu kiểu trọng lực hoặc đóng bằng cọc BTCT đúc sẵn hoặc cọc bản thép, sau đó ngăn thấm nước bằng bơm vữa hoặc tăng thêm cọc trộn, đặt 1 đường dầm quây và thanh chống, cũng có thể dùng cọc khoan lỗ ϕ600, phía sau dùng cọc nói trên để ngăn thấm, ở đỉnh cọc đặt 1 đường dầm quây và thanh chống. Với loại hố móng có độ sâu 6 - 10m, thường dùng cọc khoan lỗ ϕ800 - 1000mm, phía sau có cọc trộn dưới sâu hoặc bơm vữa chống thấm, đặt 2 - 3 tầng thanh chống, số tầng thanh chống tùy theo tình hình địa chất, hoàn cảnh xung quanh và yêu cầu biến dạng của kết cấu quây giữ mà xác định. Với loại hố móng có độ sâu trên 10m, trước đây hay dùng tường ngầm liên tục trong đất, có nhiều tầng thanh chống, tuy là chắc chắn tin cẩn nhưng giá thành cao, gần đây đã dùng cọc khoan lỗ ϕ800 - 1000mm để thay thế cho tường ngầm và cũng dùng cọc trộn dưới sâu để ngăn nước, có nhiều tầng thanh chống và đảo trung tâm, kết cấu chắn giữ loại này đã ứng dụng thành công ở hố móng có độ sâu đào tới 13m.

Tính toán kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng bao gồm tính lực tĩnh của thân tường, tính thanh chống và tính ổn định của hố móng... Chương này chủ yếu giới thiệu về tính lực tĩnh của thân tường, những phương pháp này và phương pháp giới thiệu trong chương 5 đều có thể áp dụng kết hợp với nhau. Phân tích ổn định của hố móng sẽ giới thiệu trong chương sau.

4.2. TÍNH KẾT CẤU CHẮN GIỮ BẰNG CỌC HÀNG KIỂU CONSON

Phương pháp tính kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng kiểu conson vẫn áp dụng phương pháp tính cọc bản truyền thống như hình 4.2. Cọc bản conson dưới tác động của áp lực đất chủ động ở bên ngoài phía trên mặt đáy hố móng, cọc bản sẽ nghiêng về bên trong hố móng, còn phần dưới của cọc sẽ dịch chuyển theo chiều ngược lại, tức là cọc bản sẽ quay quanh một điểm nào đó ở bên dưới đáy của hố móng (như điểm b trong hình 4.2). Tại điểm b thân tường không chuyển dịch do phải chịu tác động của hai lực có độ lớn bằng nhau và ngược chiều nhau (áp lực đất tĩnh), áp lực tĩnh của nó bằng không. Thân tường ở phía trên điểm b di động về bên trái, thành bên trái chịu tác dụng áp lực đất bị

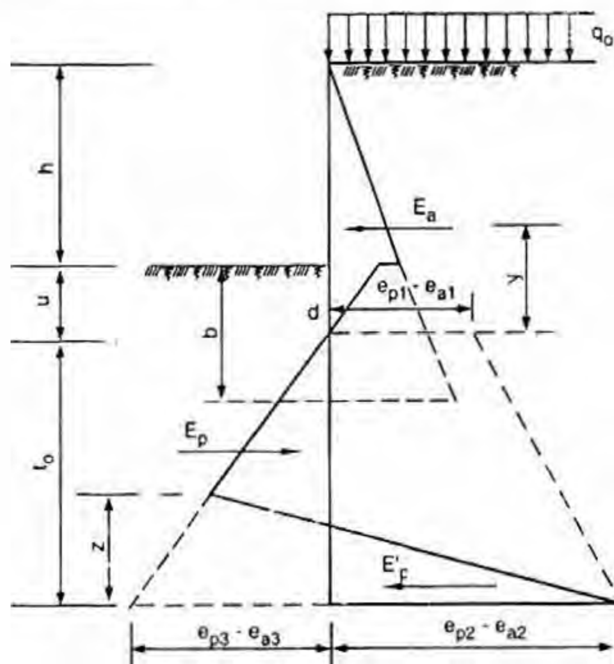
động, thành bên phải chịu tác dụng áp lực đất chủ động. Do đó, áp lực đất tĩnh tác động tại các điểm trên thân tường chính là hiệu giữa áp lực đất bị động với áp lực đất chủ động của các điểm hai bên tường, tình hình phân bố men theo thân tường như hình 4.2b. Sơ đồ tính toán cọc bản conson sau khi đơn giản hóa thành phân bố tuyến tính như hình 4.2c, tức có thể căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh để tính độ sâu cắm vào trong đất và nội lực của cọc bản. H. Blum lại kiến nghị có thể thay thế bằng hình 4.2d để tính độ sâu cắm vào trong đất và nội lực. Sau đây sẽ giới thiệu hai phương pháp này.



Hình 4.2: Sơ đồ chuyển dịch của cọc bản conson và phân bố áp lực đất
a) Sơ đồ chuyển dịch; b) Sơ đồ phân bố thực tế áp lực đất; c) Sơ đồ tính cọc bản conson; d) Sơ đồ tính theo Blum.

4.2.1. Phương pháp cân bằng tĩnh

Hình 4.3 thể hiện sự biến đổi tuyến tính theo độ sâu của áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động, tùy theo sự khác nhau của độ cắm vào trong đất của cọc bản, sự phân bố áp lực đất tĩnh ở các điểm theo độ sâu khác nhau cũng khác nhau. Khi áp lực đất tĩnh ở hai bên tường cọc bản ở những độ sâu khác nhau trên đơn vị độ rộng của cọc bản cân bằng với nhau thì tường cọc bản ở vào thế ổn định, độ sâu tối thiểu phải cắm vào trong đất cần có của cọc bản để đảm bảo ổn định cho cọc. Có thể căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh, tức phương trình cân bằng các lực nằm ngang ($\sum H = 0$) và phương trình cân bằng mômen mặt cắt đáy cọc ($\sum M = 0$) để giải phối hợp.



Hình 4.3: Tính cọc bản conson bằng phương pháp cân bằng tĩnh

1. Tính áp lực đất phân bố trước và sau tường cọc bản

Áp lực đất chủ động ở mặt đáy của tầng thứ n đối với tường cọc bản là:

$$e_{an} = \left(q_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \right) \tan^2 (45^o - \frac{\varphi_n}{2}) - 2C_n \tan\left(45^o - \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (4.1)$$

Áp lực đất bị động ở mặt đáy của tầng đất thứ n đối với tường cọc bản là:

$$e_{pn} = \left(q_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \right) \tan^2 (45^o + \frac{\varphi_n}{2}) + 2C_n \tan\left(45^o + \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (4.2)$$

Trong đó:

q_n - tải trọng thẳng đứng của tải trọng trên mặt đất truyền đến mặt đáy của tầng đất n (kN/m^2);

γ_i - trọng lượng tự nhiên của tầng đất i (kN/m^3);

h_i - độ dày của tầng đất i (m);

φ_n - góc ma sát trong của tầng đất n (^{o});

C_n - lực dính của tầng đất n (kN/m^2).

Đối với tải trọng thẳng đứng q_n của mặt đáy tầng đất n có thể tính riêng theo tải trọng phụ thêm trên mặt đất, tải trọng phụ thêm ở mặt đáy móng của công trình xây dựng ở lân cận q_o:

1) Khi mặt đất trải khắp bằng tải trọng phân bố đều q_o thì ở mặt đáy của tất cả mọi tầng đất $q_n = q_o$;

2) Tải trọng hình băng q_o trên độ rộng là B song song với tường cọc bản, khi cự li cách tường cọc bản là a:

Khi độ sâu mặt đáy tầng đất n $\sum_{i=1}^{n} h_i \le a$, thì $q_n = 0$.

Khi $\sum_{i=1}^{n} h_i > a$, thì $q_n = q_o \dfrac{B}{B + a + \sum_{i=1}^{n} h_i}$

3) Tải trọng q_o tác động trên diện tích $b_1 \times b_2$ (b_2 song song với tường cọc bản), khi cách xa tường cọc bản một khoảng cách là a:

Khi độ sâu mặt đáy tầng đất thứ n $\sum_{i=1}^{n} h_i \le a$, thì $q_n = 0$

Khi $\sum_{i=1}^{n} h_i > a$, thì $q_n = q_o \dfrac{b_1 \times b_2}{(b_1 + a + \sum_{i=1}^{n} h_i)(b_2 + 2\sum_{i=1}^{n} h_i)}$

Tải trọng tập trung trên mặt đất có thể tính đổi thành tải trọng phân bố đều:

1) Cần trục hạng nặng: Cách cọc bản nhỏ hơn 1,5m lấy 60 kN/m^2; cách cọc bản 1,5 - 3,5m lấy 40 kN/m^2;

2) Đường ôtô hạng nhẹ: lấy 5 kN/m^2;

3) Đường ôtô hạng nặng: lấy 10 kN/m^2;

4) Đường sắt: lấy 20 kN/m^2.

Góc ma sát trong φ_n và lực dính C_n của đất xác định bằng phương pháp cắt nhanh cố kết. Khi dùng giếng điểm để hạ mực nước ngầm mà trên mặt đất có biện pháp thoát nước chống thấm, góc ma sát trong φ của đất có thể điều chỉnh tuỳ theo tình hình cụ thể như sau:

1) Mé bên ngoài của tường cọc bản, trong phạm vi hạ mực nước của giếng điểm, trị φ có thể nhân với 1,1 - 1,3;

2) Mé bên trong của tường cọc bản không có móng cọc, trị φ có thể nhân với 1,1 - 1,3;

3) Mé bên trong của tường cọc bản có móng cọc, trong phạm vi cọc thưa, nhân 1,0; trong phạm vi độ sâu của cọc nhóm dày đặc, nhân 1,2 - 1,4;

4) Trong điều kiện hạ nước ngầm có thể khối đất được cố kết, lúc này lấy lực dính C của đất nhân với 1,1 - 1,3.

Phân bố áp lực đất bên cạnh tường như hình 4.3.

2. Lập và giải phương trình cân bằng tĩnh, tìm độ sâu cắm vào trong đất của cọc

Việc tính toán theo những kí hiệu trên hình 4.3.

1) Tính áp lực đất chủ động e_{a3} ở đáy cọc sau tường và áp lực đất bị động e_{p3} ở trước tường, sau đó cộng dồn để tìm ra điểm d có áp lực đất bằng không thứ nhất, cự li từ điểm này đến đáy hố móng là u;

2) Tính hợp lực của áp lực đất E_a từ điểm d trở lên, tìm ra cự li y từ E_a đến d;

3) Tính áp lực đất chủ động trước tường e_{a1} ở chỗ điểm d và áp lực đất bị động sau tường e_{p1};

4) Tính áp lực đất chủ động e_{a2} ở đáy cọc trước tường và áp lực đất bị động e_{p2} ở sau tường;

5) Căn cứ vào điều kiện cân bằng của toàn bộ lực tác dụng ngang lên kết cấu tường chắn và điều kiện mômen bằng không của tổng mômen ở đầu tự do xoay quanh đáy tường chắn, ta có:

$$\sum H = 0,\quad E_a + \left[(e_{p3} - e_{a3}) + (e_{p2} - e_{a2})\right]\frac{z}{2} - (e_{p3} - e_{a3})\frac{t_o}{2} = 0 \qquad (4.3)$$

$$\sum M = 0,\quad E_a.(t_o + y)\ \frac{z}{2}\left[(e_{p3} - e_{a3}) + (e_{p2} - e_{a2})\right]\frac{z}{3} - (e_{p3} - e_{a3})\frac{t_o}{2}\frac{t_o}{3} = 0 \qquad (4.4)$$

Sau khi rút gọn ta được phương trình bậc 4 của t_o:

$$t_o^4 + \frac{e_{p1} - e_{a1}}{\beta} t_o^3 - \frac{8E_a}{\beta} t_o^2 - \left[\frac{6E_a}{\beta^2} (2y\beta + e_{p1} - e_{a1}) \right] t_o - \frac{6E_a y(e_{p1} - e_{a1}) + 4E_a^2}{\beta^2} = 0 \quad (4.5)$$

Trong đó:

$$\beta = \gamma_n \left[\tan^2\left(45^o + \frac{\varphi_n}{2}\right) - \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi_n}{2}\right) \right]$$

Giải phương trình bậc 4 trên đây bằng phương pháp thử đúng dần hoặc bằng đồ thị ta tìm được trị số t_o - độ sâu cọc bản ngàm vào trong đất kể từ điểm d trở xuống.

Để đảm bảo an toàn, độ sâu thực tế ngàm vào trong đất từ mặt đáy hố móng trở xuống là:

$$t = u + 1,2t_o \quad (4.6)$$

3. Tính mômen uốn lớn nhất của cọc bản

Điểm tác động của mômen uốn lớn nhất, cũng tức là điểm có lực cắt ở mặt cắt kết cấu bằng không. Ví dụ với loại đất đồng nhất không có tính dính, như hình 4.3, khi điểm có lực cắt bằng không, có độ sâu dưới mặt đáy hố móng là b, tức có:

$$\frac{b^2}{2}\gamma K_p - \frac{(h+b)^2}{2}\gamma K_a = 0 \quad (4.7)$$

Trong đó:

$$K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Sau khi giải được b từ công thức trên ta có thể tìm được mômen lớn nhất:

$$M_{max} = \frac{h+b}{3}\frac{(h+b)^2}{2}\gamma K_a - \frac{b}{3}\frac{\gamma b^2}{2}K_p = \frac{\gamma}{6}[(h+b)^3 K_a - b^3 K_p] \quad (4.8)$$

4.2.2. Phương pháp Blum

Blum kiến nghị lấy hình 4.2d thay cho 4.2c, tức là lấy một lực tập trung E_p' thay cho áp lực đất bị động vốn đã xuất hiện ở chân cọc, sơ đồ tính toán như hình 4.4.

1. Tìm độ sâu cắm vào đất của cọc

Như hình 4.4a cho thấy, khi lấy mômen ở điểm C đáy cọc, sẽ có:

$$\sum M_c = 0,\ \text{tức}: \sum P(l + x - a) - E_p\frac{x}{3} = 0 \quad (4.9)$$

Trong đó: $E_p = \gamma(K_p - K_a)x\frac{x}{2} = \frac{\gamma}{2}(K_p - K_a)x^2$

Thay vào công thức (4.9) ta được:

$$\sum P(l + x - a) - \frac{\gamma}{6}(K_p - K_a)x^3 = 0$$

Sau khi đơn giản hóa sẽ có:

$$x^3 - \frac{6\sum P}{\gamma(K_p - K_a)}x - \frac{6\sum P(l - a)}{\gamma(K_p - K_a)} = 0 \qquad (4.10)$$

Trong đó:

$\sum P$ - áp lực đất chủ động, hợp lực của áp lực nước;

a - cự li đến mặt đất của hợp lực $\sum P$;

$l = h + u$;

u - cự li đến đáy hố của điểm áp lực đất bằng không, có thể giải bằng cách căn cứ vào quan hệ bằng nhau giữa cường độ áp lực đất bị động trước tường với cường độ áp lực đất chủ động sau tường ở chỗ điểm bằng không của áp lực đất tĩnh, tức:

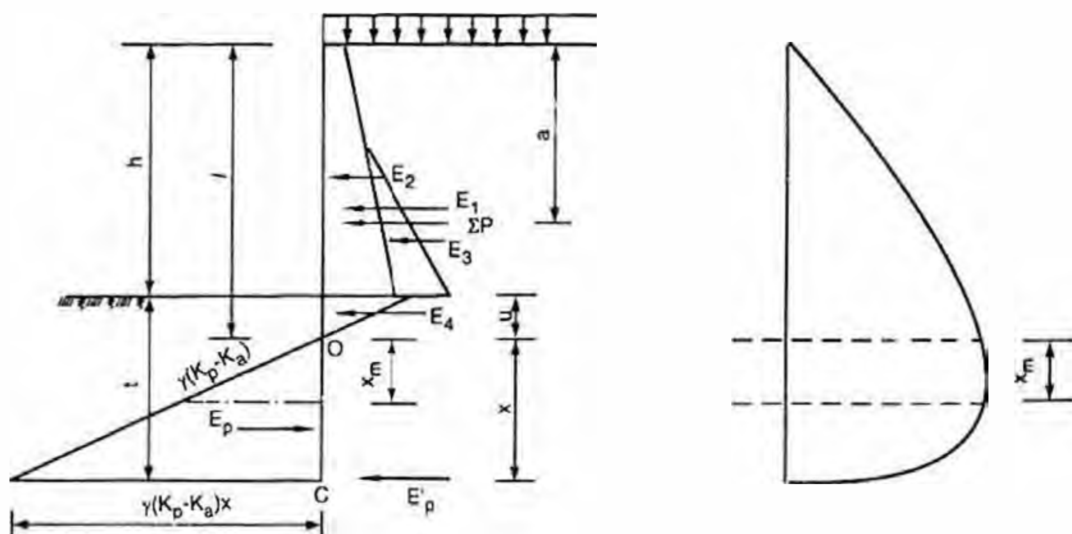
$$K_p u = K_a(h + u)$$

Từ đó:

$$u = \frac{K_a h}{(K_p - K_a)} \qquad (4.11)$$

Từ công thức bậc 3 (4.10) thử tính để tìm trị x, độ sâu cắm vào đất của cọc bản:

$$t = u + 1,2x \qquad (4.12)$$



Hình 4.4: *Sơ đồ tính theo Blum*
a) Hình tải trọng tác động; b) Hình mômen.

H. Blum đã từng đưa ra một biểu đồ, như thể hiện trên hình 4.5, có thể tìm được x.

Cho $\xi = \frac{x}{l}$, thay vào công thức (4.10) có:

$$\xi^3 = \frac{6\Sigma P}{\gamma l^2 (K_p - K_a)}(\xi + 1) - \frac{6a.\Sigma P}{\gamma l^3 (K_p - K_a)}$$

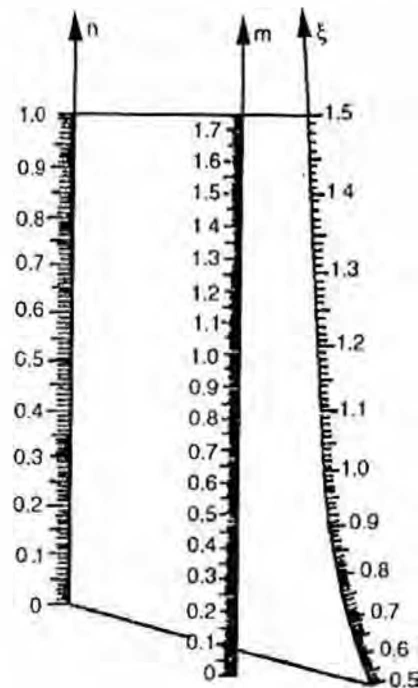
Đặt:
$$m = \frac{6\Sigma P}{\gamma l^2 (K_p - K_a)}, \ n = \frac{6a.\Sigma P}{\gamma l^3 (K_p - K_a)}$$

thì ta có:
$$\xi^3 = m(\xi + 1) - n \qquad (4.13)$$

Trị m và n trong công thức rất dễ xác định, bởi vì nó chỉ có liên quan với tải trọng và độ dài của cọc bản.

Trong công thức này sau khi xác định m và n, có thể từ đường thẳng nối liền n với m tìm được từ đồ thị trong hình 4.5 và kéo dài ra là có thể tìm được trị ξ. Đồng thời, do $x = \xi l$, nên có được trị x, là có thể tìm ra được độ sâu cắm vào trong đất của cọc bằng công thức (4.12):

$$t = u + 1,2x = u + 1,2\xi l$$



Hình 4.5: Đồ thị tính theo Blum

Mômen uốn lớn nhất ở chỗ lực cắt Q = 0, khi cho từ điểm 0 xuống chỗ x_m, Q = 0, sẽ có:

$$\Sigma P - \frac{\gamma}{2}(K_p - K_a)x_m^2 = 0$$

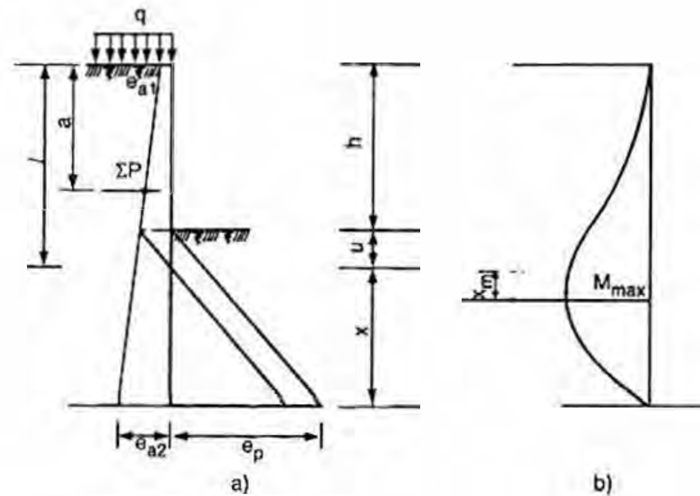
$$x_m = \sqrt{\frac{2\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}} \qquad (4.14)$$

Mômen uốn lớn nhất

$$M_{max} = \sum P.(l + x_m - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x_m^3}{6} \tag{4.15}$$

Sau khi tìm được mômen uốn lớn nhất, có thể tính được kích thước mặt cắt của cọc bản thép và có thể tính ra đường kính và đặt thép trong cọc nhồi.

Ví dụ: Thiết kế cọc chắn đất cho một hố móng theo phương pháp Blum, dùng cọc đường kính lỗ D = 100cm, độ sâu đào hố móng 6m, trên bờ hố móng chất tải q= 10 kN/m^2 (hình 4.6).



Hình 4.6: Tính tường chắn conson bằng cọc khoan nhồi
a) Phân bố áp lực đất;
b) Sơ đồ mômen.

Các lớp đất từ mặt đất trở xuống lần lượt gồm:

(1) Đất sét bột: có thể nặn, dày 1,1 - 3,1m;

(2) Cát trung thô: chặt vừa - chặt chắc, dày 2 - 5m, $\varphi = 34^o$, $\gamma = 20$ kN/m^3;

(3) Cát sỏi: chặt chắc, chưa khoan xuyên qua, $\varphi = 34^o$.

1. Tìm độ sâu cắm vào trong đất của cọc:

$$K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^o - \frac{34^o}{2}\right) = 0{,}53^2 = 0{,}2809$$

$$K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^o + \frac{34^o}{2}\right) = 1{,}88^2 = 3{,}5344$$

$$e_{a1} = qK_a = 10 \times 0{,}2809 \text{ kN/m}^2 = 2{,}8 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{a2} = (q + \gamma h)K_a = (10 + 20 \times 6) \times 0{,}2809 \text{ kN/m}^2 = 36.51 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \frac{\gamma h K_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{36{,}51}{20(3{,}53 - 0{,}28)} \text{ m} = \frac{36{,}51}{20 \times 3{,}25} = 0{,}56\text{m}$$

$$\Sigma P = \frac{2,8 + 36,51) \times 6}{2} + \frac{0,56 \times 36,51}{2} = 128.15 \text{ kN/m}^2$$

$$a = \frac{2.8 \times 6 \times 3 + 33.71 \times \frac{6}{2} \times \frac{6}{3} \cdot 2 + 36.51 \times \frac{0,56}{2} \times 6,19}{128,15} \text{ m} = 4,04\text{m}$$

$$m = \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)l^2} = \frac{6 \times 128,15}{20(3.53 - 0.28) \times 6,56^2} = 0,2749$$

$$n = \frac{6\Sigma Pa}{\gamma(K_p - K_a)l^3} = \frac{6 \times 128.15 \times 4,04}{20\,(3,53 - 0,28) \times 6,56^3} = 0.1693$$

Tra trên đồ thị tính toán theo lí luận Blum, được:

$\xi = 0,67$

$x = \xi l = (0.67 \times 6,56)\text{m} = 4,40\text{m}$

$t = 1,2x + u = (1,2 \times 4,40 + 0,56)\text{m} = 5,84\text{m}$

Tổng độ dài của cọc là: 6 + 5,84 = 11,84m, lấy 12m.

2. Tìm mômen uốn lớn nhất

Vị trí của momen uốn lớn nhất:

$$x_m = \sqrt{\frac{2\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{2 \times 128,15}{20 \times (3,53 - 0,28)}} \text{ m} = 1,98\text{m}$$

Mômen uốn lớn nhất:

$$M_{max} = \Sigma P(l + x_m - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x_m^3}{6}$$

$$= 128,15 \times (6,56 + 1,98 - 4,04) - \frac{20(3,53 - 0,28) \times 1,98^3}{6} \text{ kN.m}$$

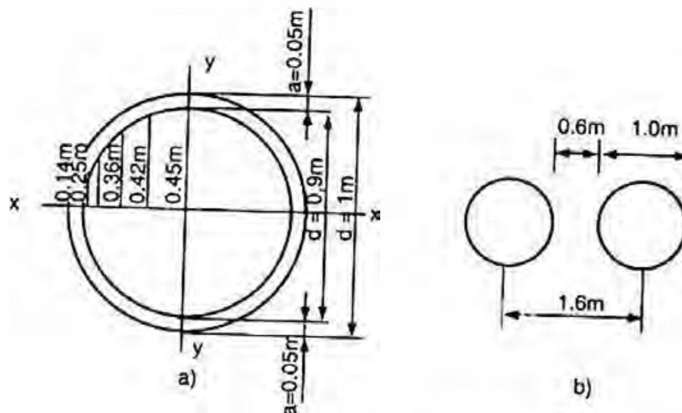
$$= 492,61\text{kN.m}$$

3. Đặt thép

Dự tính trước đường kính cọc D = 100cm, độ dày lớp bảo vệ cốt thép là a = 5cm, đường kính lồng cốt thép $d_1 = d - 2a = (100 - 2 \times 5) = 90$cm. Chọn cốt thép chủ dọc đứng là 20 thanh đặt phân bố đều theo d_1, cự li vuông góc y, của các cốt thép đến trục x-x đo được từ hình vẽ theo tỉ lệ, như hình 4-7a.

Chọn dùng loại $\phi 25$, $A_g = 4,91\text{cm}^2$, $R_g = 34 \text{ kN/cm}^2$

Tổng khả năng chịu uốn của cốt thép:



Hình 4.7: Sơ đồ tính toán đặt thép thân cọc
a) Hình đặt thép;
b) Hình bố trí cọc.

$$[M] = 4A_gR_g(y_1 + y_2 + ... + y_{m-1} + \frac{1}{2}y_m)$$

$$= 4 \times 4,91 \times 34 \times (0,14+0,25+0,36 + 0,42 + \frac{0,45}{2})\ kN.m = 931,5kN.m$$

Từ đó: $b = \dfrac{931,5}{492,61 \times 1,1} = 1,72m$

Lấy khoảng cách cọc b = 1,6m

Để giảm bớt lượng dùng cốt thép theo chiều đứng, có thể kể đến tác dụng chịu nén của bêtông ở vùng chịu nén (nửa vòng mặt cắt về phía hố móng), bêtông dùng loại C15, $R_w = 1,1\ kN/cm^2$.

$$N_a = \frac{2\pi d_1 a R_w}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 90 \times 5 \times 1,1}{20}\ kN = 155,43kN$$

Diện tích mặt cắt mỗi thanh cốt thép vùng chịu nén là:

$$A_g^{'} = \frac{A_gR_g - N_a}{R_g^{'}} = \frac{4,91 \times 34 - 155,43}{34}\ cm^2 = 0,34cm^2$$

Theo cấu tạo, chọn dùng loại ϕ14, $A_g^{'} = 1,54cm^2$. Để có thể giảm lượng dùng cốt thép thêm một bước nữa, nên giảm đi một nửa thép ở phần trên thân cọc, tìm điểm có mômen bằng $1/2M_{max}$, thử tính trị cường độ áp lực đất chủ động ở chỗ dưới mặt đất 5,5m:

$$p_a = \gamma\ h\tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = (10 + 20 \times 5,5) \times 0,53^2\ kN/m^2 = 33,7\ kN/m^2$$

$$M = \frac{1}{6} \times 33,7 \times 6^2 kN.m = 202,2kN.m < \frac{1}{2}M_{max} = 246,3kN.m$$

Do đó, trong lồng cốt thép của cọc, cốt thép được đặt theo chiều đứng như sau:

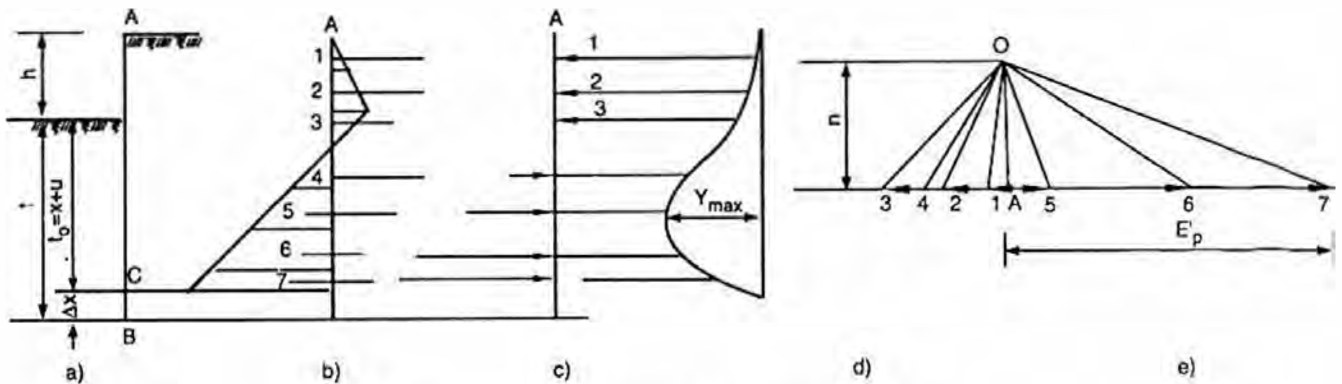
5m bên trên 5ϕ25mm + 5ϕ14mm

7m bên dưới 10ϕ25mm + 10ϕ14mm

Toàn bộ cốt thép ϕ14mm đặt ở vùng chịu nén của bêtông thân cọc, tức nửa vòng có mặt hướng vào phía trong hố móng.

4.2.3. Phương pháp đường đàn hồi (phương pháp đồ giải)

Nguyên lí cơ bản của phương pháp đàn hồi cũng giống như phương pháp số, phương pháp phân tích và các bước giải như sau (hình 4.8a):



Hình 4.8a: Phương pháp đường đàn hồi (phương pháp đồ giải) cọc bản không có chống

1) Lựa chọn độ cắm sâu vào trong đất: thường có thể căn cứ vào kinh nghiệm để sơ bộ xác định t_0;

2) Tính áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động, vẽ sơ đồ áp lực đất, sau đó chia sơ đồ ấy thành nhiều diện tích nhỏ (thường có thể chia thành các đoạn 0,5 - 1m theo độ cao), dùng lực tập trung tương ứng để thay thế, lực tập trung tác dụng vào trọng tâm của từng mảng nhỏ;

3) Theo nguyên lí hình đa giác dây trong đồ giải tĩnh học, vẽ ra hình đa giác lực và hình đa giác dây. Khi đó, hình đa giác dây sẽ thay thế cho sơ đồ mômen với tỉ lệ thu nhỏ nhiều lần. Đầu tiên, xác định cực điểm O và tiêu cự r cũng như tỉ lệ xích của lực, sau đó, vẽ ra các hình đa giác lực của lực tập trung và hình đa giác dây (hình 4.8e, d), độ lớn của t_0 sẽ được xác định bằng giao điểm của đường khép kín với hình đa giác dây. Nếu giao điểm của đường dây cuối cùng của sơ đồ mômen hình đa giác dây với đường khép kín mà vừa khéo ở trên cạnh đáy của diện tích nhỏ đại biểu cho lực tập trung cuối cùng trên sơ đồ áp lực, thì biểu hiện rằng độ sâu cắm vào trong đất của cọc đã được lựa chọn là thỏa đáng. Lựa chọn vài ba lần với trị t_0 đúng dần, sẽ có thể thỏa mãn được điều kiện này.

4) Căn cứ vào điều kiện khép kín của hình đa giác lực có thể tìm ra trị E'_p. Sau khi tìm ra trị E'_p có thể tìm được Δx, là có thể tìm được độ sâu vào trong đất của cọc bản.

5) Mômen uốn M ở bất cứ mặt cắt nào của cọc bản cũng bằng tích giữa mômen cực r (tỉ lệ xích của lực) với tọa độ Y tương ứng trên sơ đồ mômen hình đa giác dây. Mômen uốn lớn nhất là:

$$M_{max} = Y_{max} \cdot r \tag{4.16}$$

Theo đó có thể tìm ra được mặt cắt và đặt thép của cọc bản.

Ví dụ: Dùng phương pháp đường đàn hồi xác định độ sâu cắm vào đất và tải trọng tác dụng lên tường bản có neo ở đầu tường (xem hình 4.8b) ở độ sâu $h_1 = 1m$ với hố móng sâu h = 7m. Đất quanh hố móng là đất cát có trọng lượng thể tích $\gamma = 20\ kN/m^3$ và góc ma sát trong $\varphi = 28^o$.

Để giải bài toán này ta phải xác định biểu đồ tải trọng. Phía bên phải của tường (AB) tác dụng áp lực chủ động của đất. Áp lực tại BD bằng:

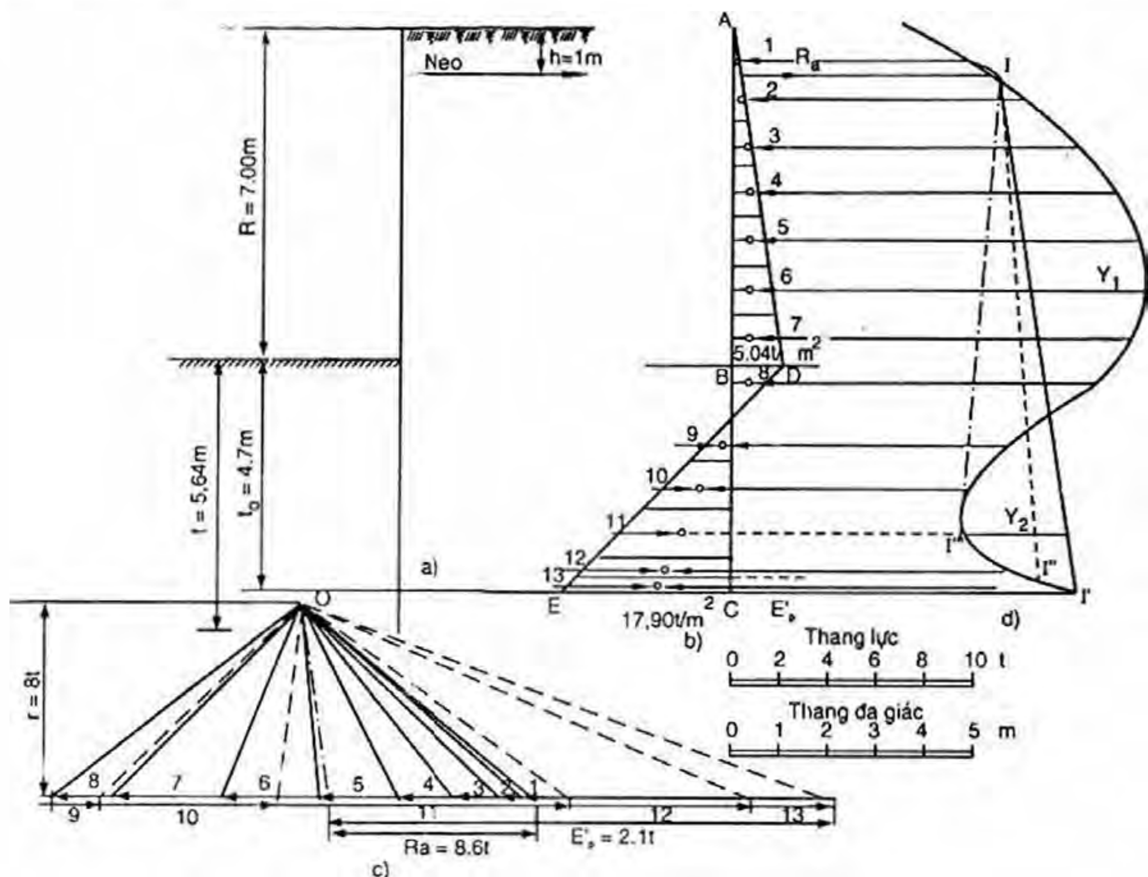
$$\gamma h K_a = 2 \times 7 \times 0{,}361 = 5{,}04\ T/m^2;$$

Còn ED nghiêng so với hướng đứng:

$$\gamma(K_p - K_a) = 2(2{,}77 - 0{,}36) = 4{,}82$$

Biểu đồ tải trọng được chia làm 13 phần và lực tập trung ở giữa các phần tử này gồm từ 0 đến 8 và từ 9 đến 13 theo 2 hướng khác nhau.

Trên hình 4.8b, c là đa giác lực khi ta chọn cực là 0 ở tiêu cự (khoảng cách) = 8 tấn, ta lập được đa giác dây tương ứng d); từ đó ta có được đường đàn hồi với điều kiện tia đầu tiên của đa giác phải song song với AC. Nếu độ sâu ngàm của cọc bản là xác định đúng thì đa giác dây thứ 2 phải đi qua I (điểm tác dụng của phản lực neo). Kinh nghiệm thiết kế chỉ ra rằng: nếu đường đóng của đa giác đầu tiên nên chọn sao cho mômen dương gần bằng với mômen âm thì đường đàn hồi sẽ thỏa mãn những điều kiện động học đã nói trên đây.



Hình 4.8b: Ví dụ tính theo phương pháp đường đàn hồi

Các hệ số áp lực ngang chủ/bị động:

$$K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{28^o}{2}\right) = 0,36;\ K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{28^o}{2}\right) = 2,77;$$

Khi xem độ sâu ngàm là 4,5m (các lực 1-12), đường đóng I-I'' (đường gián đoạn trên hình) sẽ không xác định được tung độ lớn nhất trên đa giác dây. Vì vậy cần tăng độ sâu tính toán của cọc lên (đến lực 13), lúc này ta sẽ có đường đóng mới I-I', từ đó ta có tung độ cực đại $y_1 \approx y_2 = y_{max} = 2,4$m. Trên cơ sở biểu đồ được xây dựng kiểu này ta tìm được độ sâu tính toán $t_o = 4,7$m.

Độ sâu ngàm thực tế của cọc $t = 1,2\ t_o = 5,64$m.

Mômen uốn lớn nhất trên 1 mét dài cọc là:

$$M_{max} = r.y_{max} = 8 \times 2,4 = 19,2 \text{ Tm/m}$$

Lực trong neo:

$$R_a = 8,6 \text{ T/m}$$

Trong trường hợp khi thực hiện tiếp phần dưới của cọc bằng gối tựa đơn giản sẽ có đường đóng I-I''' tiếp xúc với đa giác dây. Độ sâu ở điểm tiếp xúc là độ sâu đóng cọc t_o' với $t_o = 3,50$m.

4.2.4. Phương pháp hệ số nền

Tính toán nội lực và chuyển vị thân cọc của cọc hàng dưới tác động của tải trọng ngang, hiện nay tương đối phổ biến khi xem cọc là dầm trên nền đàn hồi, theo giả thiết Winkler - phản lực của đất ở bất cứ điểm nào của thân cọc cũng đều tỉ lệ với chuyển vị của điểm ấy. Phương pháp giải này gọi tắt là phương pháp dầm trên nền đàn hồi.

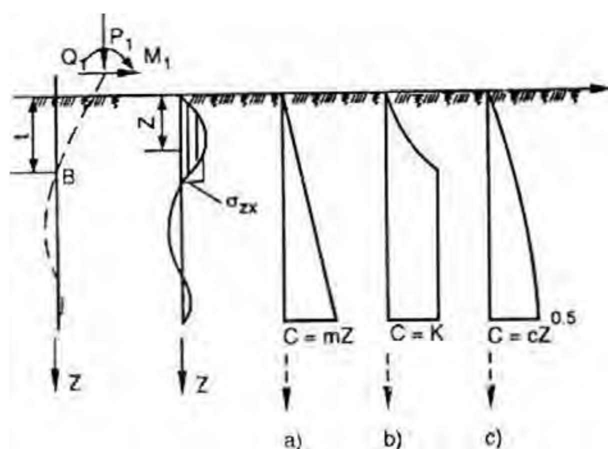
Có ba phương pháp giải cụ thể, một loại là trực tiếp dùng phương pháp số để giải phương trình vi phân đường cong đàn hồi sau khi cọc (tức dầm trên nền đàn hồi) chịu lực, tìm ra nội lực và chuyển vị tại các phần của cọc; Phương pháp thứ hai là phương pháp sai phân hữu hạn, chia cọc thành đoạn hữu hạn, dùng công thức sai phân để thay thế gần đúng cho đạo hàm các cấp trong phương trình vi phân đường cong đàn hồi của cọc để giải. Một phương pháp nữa là chia thân cọc thành các phần tử rời rạc, hữu hạn, sau đó căn cứ vào các điều kiện cân bằng lực và chuyển vị để tìm nội lực và chuyển vị ở các bộ phận của cọc (phương pháp phần tử hữu hạn). Dưới đây chủ yếu giới thiệu phương pháp thứ nhất, tức là phương pháp số.

Dưới tác động của tải trọng ngang, chuyển vị ngang của cọc càng lớn khi áp lực (tức là phản lực đàn hồi của đất) (σ) càng lớn, mà độ lớn của áp lực quyết định bởi: tính chất của đất, độ cứng của thân cọc, hình dạng mặt cắt của cọc, độ sâu của cọc vào trong đất v.v..., độ lớn của áp lực có thể biểu diễn bằng công thức sau đây:

$$\sigma = Cx \tag{4.17}$$

Trong đó: C - hệ số nền theo chiều ngang của đất (gọi tắt là hệ số nền), là chỉ tiêu phản ánh tính đàn hồi của nền đất, biểu thị cho lực phải tác động vào để sinh ra một đơn vị biến dạng cho một đơn vị diện tích đất trong giới hạn đàn hồi, độ lớn của nó có liên quan với loại đất nền, tính chất cơ lí của đất nền (kN/m^3).

Trị C có được nhờ vào các phương pháp thử nghiệm, như có thể tính ra được sau khi thực đo x và σ của cọc thử ở các loại đất khác nhau và các độ sâu khác nhau. Nhiều thử nghiệm cho thấy, độ lớn của hệ số nền C không những có liên quan với loại và tính chất của đất mà còn biến đổi tùy theo độ sâu. Hiện nay, mấy loại sơ đồ khác nhau của quy luật phân bố hệ số nền đang áp dụng như thể hiện trong hình 4.9.



Hình 4.9: Quy luật biến đổi của hệ số nền

1) Hệ số nền C tăng theo tỉ lệ thuận với độ sâu, như thể hiện trong hình 4.9a, tức:

$$C = mZ \tag{4.18}$$

Trong đó: m - hệ số tỉ lệ, hệ số này có được từ thực đo theo thí nghiệm, khi không có số liệu thực đo, có thể lựa chọn để lấy theo các bảng 4.1 và 4.2 (quy trình đường bộ, Trung Quốc).

Phương pháp tính nội lực của cọc dưới tác động của ngoại tải theo sơ đồ này gọi tắt là phương pháp "m".

2) Hệ số nền C tại phía dưới điểm chuyển dịch bằng không thứ nhất (hình 4.9b) (khi $Z \geq t$) theo dạng:

$$C = K = \text{hằng số} \tag{4.19}$$

Khi $0 \leq Z \leq t$, C biến đổi thành đường cong theo độ sâu (có thể giả định gần đúng là tăng lên theo đường thẳng).

Bảng 4.1. Hệ số tỉ lệ m

Phân loại đất nền		m (kN/m^4)
Đất sét chảy dẻo		1000 - 2000
Đất sét dẻo mềm, đất cát bột và đất cát rời rạc		2000 - 4000
Đất sét có thể nặn, đất bột và đất cát hơi chặt - chặt vừa		4000 - 6000
Đất sét cứng rắn, đất bột và đất cát chặt chắc		6000 - 10000
Gia cố bằng cọc trộn ximăng đất với suất quy đổi > 25%	Lượng trộn ximăng < 8%	2000 - 4000
	Lượng trộn ximăng > 12%	4000 - 6000

Ghi chú: Suất quy đổi được tính theo tỉ lệ của diện tích cọc đất ximăng/diện tích đất được gia cố.

Trị số K có thể xác định bằng thực đo, khi không có số liệu thực đo có thể lựa chọn theo bảng 4.3.

Phương pháp tính nội lực của cọc dưới tác động của ngọai lực theo sơ đồ này gọi tắt là phương pháp "K".

3) Hệ số nền C tăng theo định luật parabol với độ sâu, như hình 4.9c, tức là:

$$C = cz^{0,5} \quad (4.20)$$

Trong đó: C - hệ số tỉ lệ, có thể xác định bằng thực đo, khi không có tài liệu thực đo, có thể lấy theo bảng 4.2.

Bảng 4.2. Trị hệ số tỉ lệ m, K, C của đất không phải là nham thạch

TT	Phân loại đất	m hoặc $m_o/(kN/m^4)$	$K/(kN/m^3)$	$c/(kN/m^{3,5})$
1	Đất sét chảy dẻo $I_L \geq 1$, bùn	$(3 - 5) \times 10^3$	$(100 - 200) \times 10^3$	$(2 - 6) \times 10$
2	Đất sét mềm dẻo $1 > I_L \geq 0,5$, cát bột	$(5 - 10) \times 10^3$	$(200 - 450) \times 10^3$	$(7 - 11) \times 10^3$
3	Đất sét cứng dẻo $0,5 > I_L > 0$ cát mịn, cát trung	$(10 - 20) \times 10^3$	$(450 - 650) \times 10^3$	$(13 - 23) \times 10^3$
4	Đất sét cứng, bán cứng $I_L > 0$, cát thô	$(20 - 30) \times 10^3$	$(650 - 1000) \times 10^3$	$(20 - 27) \times 10^3$
5	Cát sỏi, cát sỏi góc, đá vụn cát sỏi tròn, cuội	$(30 - 80) \times 10^3$	$(1000 - 1300) \times 10^3$	$(50 - 100) \times 10^3$
6	Cát thô lẫn cuội chặt chắc, đá cuội trôi chặt chắc	$(80 - 120) \times 10^3$	$(1300 \times 2000) \times 10^3$	

Ghi chú:

1) Trị m trong bảng thích hợp với loại cọc có chuyển dịch lớn ở tại mặt đất không quá 6mm, khi chuyển dịch lớn hơn thì trị trong bảng phải giảm đi thỏa đáng.

2) Khi áp dụng phương pháp "m", nếu mặt bên của móng gồm nhiều lớp đất khác nhau, phải đem các lớp đất trong độ sâu $h_m = 2(d + 1)m$ bên dưới mặt đất hoặc dưới đường rửa trôi lớn nhất đổi thành trị m bình quân theo công thức sau đây để làm thành trị m của toàn bộ độ sâu. Trong công thức, d là đường kính cọc, với loại cọc cứng, h_m áp dụng toàn bộ độ sâu h. Khi trong độ sâu h_m có hai lớp đất khác nhau h_1 và h_2 thì:

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2(2h_1 + h_2)h_2}{h_m^2}$$

(3) m_o là hệ số tỉ lệ biến đổi theo độ sâu của hệ số nền hướng đứng của đất ở mặt đáy móng tương ứng với độ sâu h trong phương pháp "m", khi $h \leq 10m$, $C_o = 10m_o$.

Bởi vì, theo nghiên cứu phân tích nhận thấy, từ mặt đất đến độ sâu 10m, phản lực đứng của đất hầu như không thay đổi, cho nên $C_o = 10m_o$; Khi $h > 10m$, phản lực đứng của đất hầu như bằng với phản lực ngang, cho nên lấy $C_o = m_o h = mh$.

Bảng 4.3. Hệ số nền hướng ngang k_h

Phân loại đất nền		$k_h/(kN/m^3)$
Đất sét chảy dẻo		3000 - 15000
Đất sét mềm dẻo và đất bột rời rạc		15000 - 30000
Đất sét nặn được và đất bột hơi chặt, chặt vừa		30000 - 150000
Đất sét rắn dẻo và đất bột chặt chắc		150000
Đất cát rời rạc		3000 - 15000
Đất cát hơi chặt		15000 - 30000
Đất cát chặt vừa		30000 - 100000
Đất cát chặt chắc		100000
Cọc trên ximăng đất với suất quy đổi 25%	Lượng trộn ximăng < 8%	10000 - 15000
	Lượng trộn ximăng > 12%	20000 - 25000

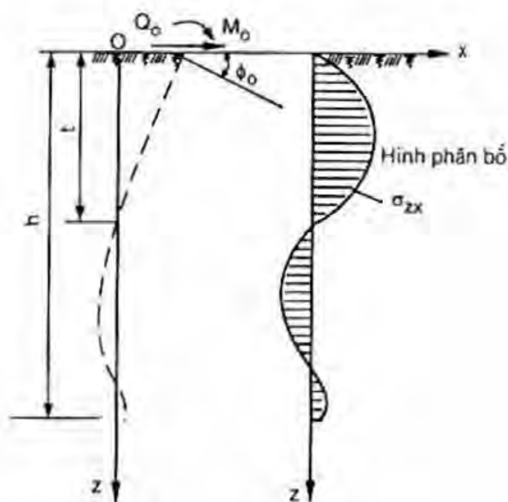
Ở đây chủ yếu là giới thiệu phương pháp "m" với hệ số nền biến đổi tuyến tính theo độ sâu.

1. Phương trình vi phân và giải phương trình cọc xem như dầm trên nền đàn hồi

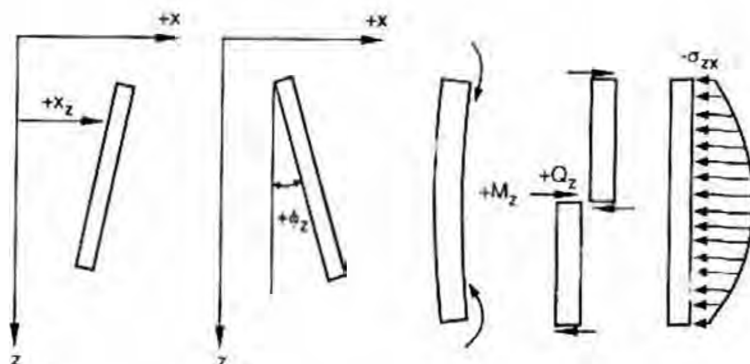
Các phương pháp tính khác nhau của cọc dưới tác động của tải trọng ngang đều xuất phát từ một phương trình vi phân cơ bản, như hình 4.10. Độ sâu trong đất của cọc là h, độ rộng (hoặc đường kính) của cọc là b, độ rộng tính toán của cọc là b_1. Đỉnh cọc nếu phẳng với mặt đất (z = 0), thì đã biết tại đỉnh cọc, dưới tác động của tải trọng ngang Q_o và mômen uốn M_o, gây ra chuyển vị ngang x_o, góc xoay ϕ_o. Chúng ta quy định các kí hiệu chuyển vị ngang x_z, góc xoay ϕ_z, mômen uốn M_z, lực cắt Q_z của cọc sinh ra ở các độ sâu z khác nhau do chịu tác động của Q_o và M_o là: chuyển vị ngang x_z (tức độ võng) thuận theo chiều dương của trục x là trị dương; góc quay ϕ_z ngược chiều kim đồng hồ là trị dương; mômen uốn M_z khi thớ ở bên trái chịu kéo là dương; lực ngang Q_z thuận theo chiều trục dương là dương, như thể hiện trong hình 4.11.

Trong trường hợp này, cọc bị uốn cong đàn hồi, công thức quan hệ giữa đường cong của trục dầm với tải trọng q phân bố trên dầm, tức phương trình vi phân đường cong của trục cọc là:

$$EI \frac{d^4x}{dz^4} = -q \qquad (4.21)$$



Hình 4.10: Sơ đồ tính toán coi cọc như dầm trên nền đàn hồi



Hình 4.11: Quy định các kí hiệu x_z, ϕ_z, M_z, Q_z

Ở tại độ sâu z, $q = \sigma_{zx}b_1$, mà $\sigma_{zx} = C_{xz}$, lấy C = mz thay vào công thức trên có:

$$EI\frac{d^4x_z}{dz^4} = -mzx_zb_1 \qquad (4.22)$$

Hoặc :

$$\frac{d^4x_z}{dz^4} + \frac{mb_1z}{EI}x_z = 0 \qquad (4.23)$$

Trong đó:

EI - độ cứng chống uốn của thân cọc;

b_1 - độ rộng tính toán của thân cọc.

Công thức (4.23) là phương trình vi phân cơ bản để tính toán cọc theo giả định hệ số nền, có thể viết lại thành:

$$\frac{d^4x_z}{dz^4} = -\alpha^5zx_z \qquad (4.24)$$

Trong đó: $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}}$ - gọi là hệ số biến dạng của cọc đất, khi độ dài tính bằng mét thì α có thứ nguyên 1/m.

Khi z = 0, chuyển vị ngang theo hướng trục x_o, góc xoay ϕ_o, mômen uốn M_o, lực cắt Q_o và có thể lần lượt biểu thị như sau:

$$\left.\begin{aligned} x_{(z=o)} &= x_o \\ \frac{dx}{dz}_{(z=o)} &= \phi_o \\ EI\,\frac{d^2x}{dz^2}_{(z=o)} &= M_o \\ EI\,\frac{d^3x}{dz^3}_{(z=o)} &= Q_o \end{aligned}\right\} \quad (4.25)$$

Công thức (4.24) là một phương trình vi phân thường với hệ số tuyến tính, bậc 4, có thể giải bằng phương pháp triển khai cấp mũ, kết quả chủ yếu của nó trình bày như sau:

Trị chuyển vị ngang của cọc ở độ sâu z là:

$$x_z = x_oA_1 + \frac{\phi_o}{\alpha}B_1 + \frac{M_o}{\alpha^2EI}C_1 + \frac{Q_o}{\alpha^3EI}D_1 \quad (4.26)$$

Do $\sigma_{zx} = C_{xz} = mzx_z$, ứng suất ngang của cọc ở độ sâu z là:

$$\sigma_{zx} = mz\left(x_oA_1 + \frac{\phi_o}{\alpha}B_1 + \frac{M_o}{\alpha^2EI}C_1 + \frac{Q_o}{\alpha^3EI}D_1\right) \quad (4.27)$$

Góc xoay ở độ sâu z:

$$\phi_z = \alpha\left(x_oA_2 + \frac{\phi_o}{\alpha}B_2 + \frac{M_o}{\alpha^2EI}C_2 + \frac{Q_o}{\alpha^3EI}D_2\right) \quad (4.28)$$

Mômen uốn ở độ sâu z:

$$M_z = \alpha^2EI\left(x_oA_3 + \frac{\phi_o}{\alpha}B_3 + \frac{M_o}{\alpha^2EI}C_3 + \frac{Q_o}{\alpha^3EI}D_3\right) \quad (4.29)$$

Lực cắt ở độ sâu z:

$$Q_z = \alpha^3EI\left(x_oA_4 + \frac{\phi_o}{\alpha}B_4 + \frac{M_o}{\alpha^2EI}C_4 + \frac{Q_o}{\alpha^3EI}D_4\right) \quad (4.30)$$

16 hệ số A_1, B_1, C_1, D_1, ..., C_4, D_4 có thể căn cứ vào $\bar{h} = \alpha z$ để tra theo bảng 4.4.

Bảng 4.4. Bảng M_z, Q_z tính theo phương pháp "m"

$\bar{h} = \alpha z$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000,
0,1	1,00000	0,10000	0,00500	0,00017	0,00000	1,00000	0,10000	0,00500
0,2	1,00000	0,20000	0,02000	0,00133	-0,00007	1,00000	0,20000	0,02000
0,3	0,99998	0,30000	0,04500	0,00450	-0,00034	0,99996	0,30000	0,04500
0,4	0,99991	0,39999	0,08000	0,01067	-0,00107	0,99983	0,39998	0,08000

Bảng 4-4 (tiếp theo)

$\bar{h} = \alpha z$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0,5	0,99974	0,49996	0,12500	0,02083	-0,00260	0,99948	0,49994	0,12499
0,6	0,99935	0,59987	0,17998	0,03600	-0,00540	0,99870	0,59981	0,17998
0,7	0,99860	0,69967	0,24495	0,05716	-0,01000	0,99720	0,69951	0,24494
0,8	0,99727	0,79927	0,31988	0,08532	-0,01707	0,99454	0,79891	0,31983
0,9	0,99508	0,89852	0,40472	0,12146	-0,02733	0,99016	0,89779	0,40462
1,0	0,99167	0,99722	0,49941	0,16657	-0,04167	0,98333	0,99583	0,49921
1,1	0,98658	1,09508	0,60384	0,22163	-0,06096	0,97317	1,00262	0,60346
1,2	0,97927	1,19171	0,71787	0,28758	-0,08632	0,95855	1,18756	0,71716
1,3	0,96908	1.28660	0,84127	0,36536	-0,11883	0,93817	1,27990	0,84002
1,4	0,95523	1,37910	0,97373	0,45588	-0,15973	0,91047	1,36865	0,97163
1,5	0,93681	1,46839	1,11484	0,55997	-0,21030	0,87365	1,45259	1,11145
1,6	0,91280	1,55346	1,26403	0,67842	-0,27194	0,82565	1,53020	1,25872
1,7	0,88201	1,63307	1,42061	0,81193	-0,34604	0,76413	1,59963	1,41247
1,8	0,84313	1,70575	1,58362	0,96109	-0,43412	0,68645	1,65867	1,57150
1,9	0,79467	1,76972	1,75190	1,12637	-0,53768	0,58967	1,70468	1,73422
2,0	0,73502	1,82294	1,92402	1,30801	-0,65822	0,47061	1,73457	1,89872
2,2	0,57491	1,88709	2,27217	1,72042	-0,95616	0,15127	1,73110	2,22299
2,4	0,34691	1,87450	2,60882	2,19535	-1,33889	-0,30273	1,61286	2,51874
2,6	0,033146	1,75473	2,90670	2,72365	-1,81479	-0,92602	1,33485	2,74972
2,8	-0,38548	1,49037	3,12843	3,28769	-2,38756	-1,75483	0,84177	2,86653
3,0	-0,92809	1,03679	3,22471	3,85838	-3,05319	-2,82410	0,06837	2,80406
3,5	-2,92799	-1,27172	2,46304	-1,97982	-4,98062	-6,70806	-3,58647	1,27018
4,0	-5,85333	-5,94097	-0,92677	4,54780	-6,53316	-12,15810	-10,6084,0	-3,76647

$\bar{h} = \alpha z$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000
0,1	-0,00017	-0,00001	1,00000	0,10000	-0,00500	-0,00033	-0,00001	1,00000
0,2	-0,00133	-0,00013	0,99999	0,20000	-0,02000	-0,00267	-0,00020	0,99999
0,3	-0,00450	-0,00067	0,99994	0,30000	-0,04500	-0,00900	-0,00101	0,99992
0,4	-0,01067	-0,00213	0,99974	0,39998	-0,08000	-0,02133	-0,00320	0,99966
0,5	-0,02083	-0,00521	0,99922	0,49991	-0,12499	-0,04167	-0,00781	0,99896
0,6	-0,03600	-0,01080	0,99806	0,59974	-0,17997	-0,07199	-0,01620	0,99741

Bảng 4-4 (tiếp theo)

$\bar{h} = \alpha z$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0,7	-0,05716	-0,02001	0,99580	0,69935	-0,24490	-0,11433	-0,03001	0,99440
0,8	-0,08532	-0,03412	0,99181	0,79854	-0,31975	-0,17060	-0,5120	0,98908
0,9	-0,12144	-0,05466	0,98524	0,89705	-0,40443	-0,24284	-0,08198	0,98032
1,0	-0,16652	-0,08329	0,97501	0,99445	-0,49881	-0,33298	-0,12493	0,96667
1,1	-0,22152	-0,12192	0,95975	1,09016	-0,60268	-0,44292	-0,18285	0,94634
1,2	-0,28737	-0,17260	0,93783	1,18342	-0,71573	-0,57450	-0,25886	0,91712
1,3	-0,36496	-0,23760	0,90727	1,27320	-0,83753	-0,72950	-0,35631	0,87638
1,4	-0,45515	-0,31933	0,86573	1,35821	-0,96746	-0,90754	-0,47883	0,82102
1,5	-0,55870	-0,42039	0,81054	1,43680	-1,10468	-1,11609	-0,63027	-0,74745
1,6	-0,67629	-0,54348	0,73859	1,50695	-1,24808	-1,35042	-0,81466	0,65156
1,7	-0,80848	-0,69144	0,64637	1,56621	-1,39623	-1,61340	-1,03616	0,52871
1,8	-0,95564	-0,86715	0,52997	1,61162	-1,54728	-1,90577	-1,29909	0,37368
1,9	1,11796	-1,07357	0,38503	1,63969	-1,69889	-2,22745	-1,60770	0,18071
2,0	-1,29535	-1,31361	0,20676	1,64628	-1,84818	-2,57798	-1,96620	-0,05652
2,2	-1,69334	-1,90567	-0,27087	1,57538	-2,12481	-3,35952	-2,84858	-0,69158
2,4	-2,14117	-2,66329	-0,94885	1,35201	-2,33901-	-4,22811	-3,97323	-1,59151
2,6	-2,62126	-3,59987	-1,87734	0,91679	-2,43695	-5,14023	-5,35541	-2,82106
2,8	-3,10341	-4,71748	-3,10791	0,19729	-2,34558	-0,02299	-6,99007	-4,44491
3,0	-3,54058	-5,99979	-4,68788	-0,89126	-1,96928	-6,76460	-8.84029	-6,51972
3,5	-3,91921	-9.54367	-10,34040	-5,85402	+1,07408	-6,78895	-13,69240	-13,82610
4,0	-1,61428	-11,73066	-17.91860	-15,07550	9.24368	-0,35762	-15,61050	-23,14040

Bảng 4.5. Bảng tính σ_{HH}, $\sigma_{HM} = \sigma_{MH}$, σ_{MM} trong phương pháp "m"

$\bar{h} = \alpha z$	$B_3D_4 - B_4D_3$	$A_3B_4 - A_4B_3$	$B_2D_4 - B_4D_2$	$A_2B_4 - A_4B_2$	$A_3D_4 - A_4D_3 = B_3C_4 - B_4C_3$	$A_2D_4 - A_4D_2 = B_2C_4 - B_4C_2$	$A_3C_4 - A_4C_3$	$A_2C_4 - A_4C_2$
0	0.00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,1	0,00002	0,00000	1,00000	0,00500	0,00033	0,00003	0,00500	0,00050
0,2	0,00040	0,00000	1,00004	0,02000	0,00267	0,00033	0,02000	0,00400
0,3	0,00203	0,00001	1,00029	0,04500	0,00900	0,00169	0,04500	0,01350
0,4	0,00640	0,00006	1,00120	0,07999	0,02133	0,00533	0,08001	0,03200
0,5	0,01563	0,00022	1,00365	0,12504	0,04167	0,01303	0,12505	0,06251

Bảng 4-5 (tiếp theo)

$\bar{h} = \alpha z$	$B_3D_4 - B_4D_3$	$A_3B_4 - A_4B_3$	$B_2D_4 - B_4D_2$	$A_2B_4 - A_4B_2$	$A_3D_4 - A_4D_3 = B_3C_4 - B_4C_3$	$A_2D_4 - A_4D_2 = B_2C_4 - B_4C_2$	$A_3C_4 - A_4C_3$	$A_2C_4 - A_4C_2$
0,6	0,03240	0,00065	1,00917	0,18013	0,07203	0,02701	0,18020	0,10804
0,7	0,06006	0,00163	1,01962	0,24535	0,11443	0,05004	0,24559	0,17161
0,8	0,10248	0,00365	1,03824	0,32091	0,17094	0,08539	0,32150	0,25632
0,9	0,16426	0,00738	1,06893	0,40709	0,24374	0,13685	0,40842	0,36533
1,0	0,25062	0,01390	1,11679	0,50436	0,33507	0,20873	0,50714	0,50194
1,1	0,36747	0,02464	1,18823	0,61351	0,44739	0,30600	0,61893	0,66965
1,2	0,52158	0,04156	1,29111	0.73565	0,58346	0,43412	0,74562	0,87232
1,3	0,72057	0,06724	1,43498	0,87244	0,74650	0,59940	0,88991	1,11429
1,4	0,97317	0,10504	1,63125	1,02612	0,94032	0,80887	1,05550	1,40059
1,5	1,28938	0,15916	1,89349	1,19981	1,16960	1,07061	1,24752	1,73720
1,6	1,68091	0,23497	2,23776	1,39771	1,44016	1,39379	1,47277	2,13135
1,7	2,16145	0,33904	2,68296	1,62522	1,75934	1,78918	1,74019	2,59200
1,8	2,74734	0,47951	3,25143	1,88946	2,13653	2,26933	2,06147	3,13039
1,9	3,45833	0,66632	3,96945	2,19944	2,58362	2,84909	2,45147	3,76049
2,0	4.31831	0,91158	4,86824	2,56664	3,11583	3,54638	2,92905	4,49999
2,2	6,61044	1,63962	7,36356	3,53366	4,51846	5,38469	4,24806	6,40196
2,4	9,95510	2,82366	11,13130	4,95288	6,57004	8,02219	6,28800	9,09220
2,6	14,86900	4,70118	16,74660	7,07178	9,62890	11,82060	9,46294	12,97190
2,8	22,15710	7,62658	25,06510	10,26420	14,25710	17,33620	14,40320	18,66360
3.0	33,08790	12,13530	37,38070	15,09220	21,32850	25,42750	22,06800	21,12570
3.5	92,20900	36,85800	101,36900	41.01820	60,47600	67,49820	64,76960	72,04850
4,0	266,06100	109,01200	279,99600	114,72200	176,70900	185,99600	190.83400	200.04700

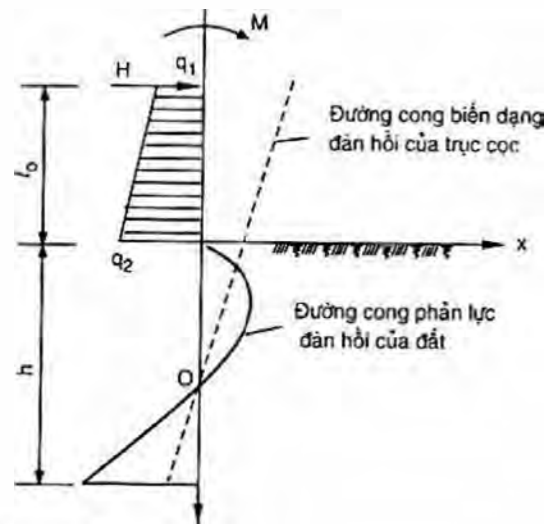
$\bar{h} = \alpha z$	$\frac{B_3D_4 - B_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4 - A_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = \frac{B_3C_4 - B_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4 - A_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1 - B_1D_2}{A_2B_1 - A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1 - B_1C_2}{A_2B_1 - A_1B_2} = \frac{A_2D_1 - A_1D_2}{A_2B_1 - A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1 - A_1C_2}{A_2B_1 - A_1B_2}$
0	∞	∞	∞	0.00000	0,00000	0,00000
0,1	3770,490	54098,4	819672,0	0.00033	0,00500	0,10000
0,2	424,771	2807,280	21028,6	0,00269	0,02000	0,20000
0,3	196,135	869,565	4347,97	0,00900	0,04500	0,30000

Bảng 4-5 (tiếp theo)

$\bar{h} = \alpha z$	$\frac{B_3D_4 - B_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4 - A_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = \frac{B_3C_4 - B_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4 - A_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1 - B_1D_2}{A_2B_1 - A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1 - B_1C_2}{A_2B_1 - A_1B_2} = \frac{A_2D_1 - A_1D_2}{A_2B_1 - A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1 - A_1C_2}{A_2B_1 - A_1B_2}$
0,4	111,936	372,930	1399,07	0,02133	0,07999	0,39996
0,5	72,102	192,214	576,825	0,04165	0,12495	0,49988
0,6	50,012	111,179	278,134	0,07192	0,17983	0,59962
0,7	36,740	70,001	150,236	0,11406	024448	0,69902
0,8	28,108	46,884	88,179	0,16985	0,31867	0,79783
0,9	22,245	33,009	55,312	0,24092	0,40199	0,89562
1,0	18,028	24,102	36,480	0,32855	0,49374	0,99179
1,1	14,915	18,160	25,122	0,43351	0,59294	1,08560
1,2	12,550	14,039	17,941	0,55589	0,69811	1,17605
1,3	10,716	11,102	13,235	0,69488	0,80737	1,26199
1,4	9,265	8,952	10,049	0,84855	0,91831	1,34213
1,5	8,101	7,349	7,838	1,01382	1,02816	1,41516
1,6	7,154	6,129	6,268	1,18632	1,13380	1,47990
1,7	6,375	5,189	5,133	1,36088	1,23219	1,53540
1,8	5,730	4,456	4,300	1,53179	1,32058	1,58115
1,9	5,190	3,878	3,680	1,69343	1,39688	1,61718
2,0	4,737	3,418	3,213	1,84091	1,45979	1,64405
2,2	4,032	2,756	2,591	2,08041	1,54549	1,67490
2,4	3,526	2,327	2,227	2,23974	1,58566	1,68520
2,6	3,161	2,048	2,013	2,32965	1,59617	1,68665
2,8	2,905	1,869	1,889	2,37119	1,59262	1,68717
3,0	2,727	1,785	1,818	2,38548	1,58606	1,69051
3,5	2,502	1,641	1,757	2,38891	1,58435	1,71100
4,0	2,441	1,625	1,751	2,40074	1,59979	1,73218

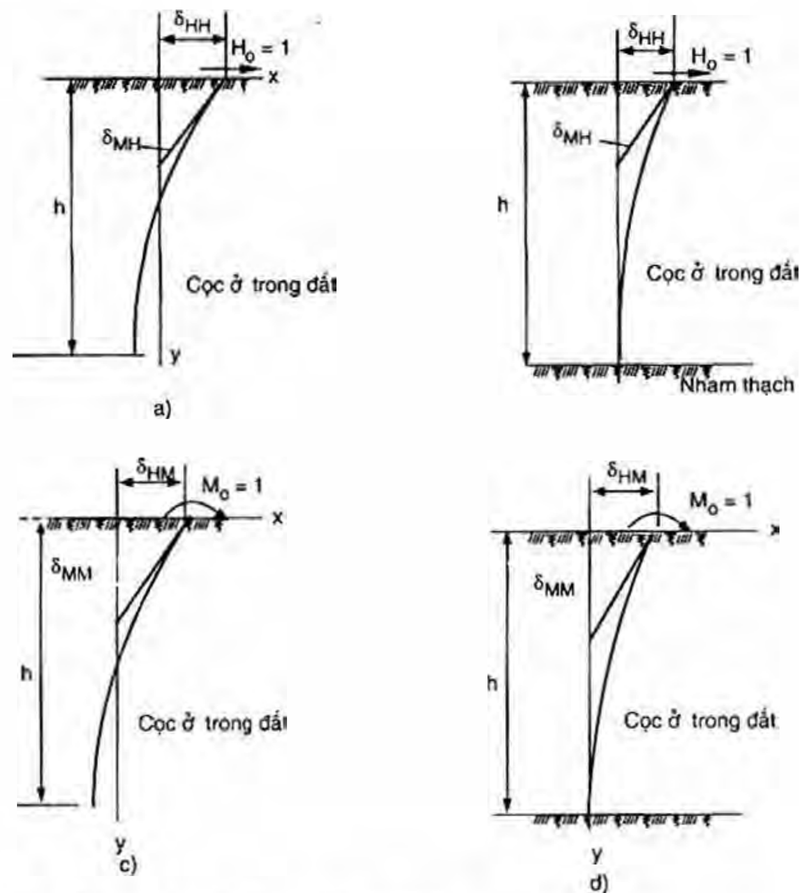
2. Công thức tính nội lực, chuyển vị của tường cọc

Chia toàn bộ tường cọc làm hai phần: Từ đáy hố móng trở lên coi là dầm conson, từ đáy hố móng trở xuống coi là dầm nền đàn hồi, xem hình 4.12. Tường cọc dưới tác động của lực ngang ở trên đỉnh H, mômen uốn M và tải trọng phân bố q_1, q_2 sinh ra biến dạng uốn cong đàn hồi. Đất nền sinh ra phản lực đàn hồi, toàn bộ thân tường quay quanh một điểm O nào đó bên dưới mặt đất, tại bên trên và bên dưới điểm O, chiều của phản lực đàn hồi của đất nền là ngược nhau.



***Hình 4.12:** Sơ đồ tính toán theo phương pháp "m"*

1) Khi lực đơn vị tác động tại mặt đáy hố móng, thì chuyển vị ngang và góc xoay của coc ở đấy như hình 4.13.



***Hình 4.13:** Chuyển vị và góc xoay của cọc ở đáy hố móng dưới tác động của lực đơn vị và mômen a, b) Lực đơn vị tác động; c, d) Mômen đơn vị tác động.*

Khi lực đơn vị tác động tại đáy hố móng $H_o = 1$, chuyển vị ngang δ_{HH} và góc xoay δ_{MH} (đơn vị là m/kN và rad/kN) của cọc ở mặt đáy hố móng là:

Khi mũi coc nằm trong nền đất không phải là nham thạch:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{(B_3D_4 - B_4D_3) + K_h(B_2D_4 - B_4D_2)}{(A_3B_4 - A_4B_3) + K_h(A_2B_4 - A_4B_2)} \quad (4.31)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(A_3D_4 - A_4D_3) + K_h(A_2D_4 - A_4D_2)}{(A_3B_4 - A_4B_3) + K_h(A_2B_4 - A_4B_2)} \quad (4.32)$$

Khi mũi cọc nằm trong nền nham thạch:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_2D_1 - B_1D_2}{A_2B_1 - A_1B_2} \quad (4.33)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_2D_1 - A_1D_2}{A_2B_1 - A_1B_2} \quad (4.34)$$

Khi mômen đơn vị tác động ở đáy hố móng $M_o = 1$, chuyển vị ngang δ_{HM} (m/kN.m) và góc xoay δ_{MM} (rad/kN.m) của cọc ở mặt đay hố móng là:

Khi mũi cọc nằm trong nền không phải là nham thạch:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(B_3C_4 - B_4C_3) + K_h(B_2C_4 - B_4C_2)}{(A_3B_4 - A_4B_3) + K_h(A_2B_4 - A_4B_2)} \quad (4.35)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{(A_3C_4 - A_4C_3) + K_h(A_2C_4 - A_4C_2)}{(A_3B_4 - A_4B_3) + K_h(A_2B_4 - A_4B_2)} \quad (4.36)$$

Khi mũi cọc nằm trong nham thạch:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2C_1 - B_1C_2}{A_2B_1 - A_1B_2} \quad (4.37)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2C_1 - A_1C_2}{A_2B_1 - A_1B_2} \quad (4.38)$$

Trong đó:

K_h - hệ số ảnh hưởng của chuyển động mũi cọc đối với biến dạng của cọc ở tại mặt đay hố móng.

$$K_h = \frac{C_o I_o}{\alpha EI}$$

I, I_o - mômen quán tính mặt cắt thân coc và mũi cọc. khi $h \geq 2{,}5/\alpha$, thì $K_h = 0$; Khi h ở trên mặt lớp nham thạch với $h \leq 3.5/\alpha$, thì $K_h = 0$;

C_o - hệ số nền hướng đứng ở tại mũi cọc, xác định theo bảng 4.2.

A_1, B_1, C_1. D_1... là các hệ số, tra theo bảng 4.4 và bảng 4.5 theo độ sâu tính đổi $\overline{h} = \alpha z$ của cọc chôn sâu dưới phần đáy của hố móng

2) Dưới tác động của M_0 và H_0, thì nội lực và chuyển dịch cọc trong nền đàn hồi và phản lực đàn hồi của đất tính toán theo bảng 4.6.

Bảng 4.6. Công thức tính nội lực và chuyển vị của tường cọc với đỉnh cọc tự do (nối khớp) chịu tác động của H, M và q_1, q_2 khi $\alpha h > 2,5$.

Tên gọi		Công thức
Mômen uốn ở đỉnh tường cọc		M đỉnh = M
Nội lực tường cọc tại đáy hố	Mômen	$M_o = M + Hl_o + \frac{2q_1 + q_2}{6} l_o^2$
	Lực cắt	$H_o = H + \frac{1}{2}(q_1 + q_2)$
Chuyển dịch của tường cọc tại đáy hố	Chuyển dịch ngang	$x_o = H_o\delta_{HH} + M_o\delta_{HM}$
	Góc xoay	$\phi_o = -(H_o\delta_{MH} + M_o\delta_{MM})$
Nội lực các mặt cắt tường cọc tại độ sâu z phía dưới đáy hố	Mômen	$M_z = \alpha^2 EI\left(x_o A_3 + \frac{\varphi_o}{\alpha} B_3 + \frac{M_o}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_o}{\alpha^3 EI} D_3\right)$
	Lực cắt	$Q_z = \alpha^3 EI\left(x_o A_4 + \frac{\varphi_o}{\alpha} B_4 + \frac{M_o}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{H_o}{\alpha^3 EI} D_4\right)$
Chuyển dịch ngang ở đỉnh tường cọc		$\Delta = x_o + \phi_o l_o + \Delta_o$ với $\Delta_o = \frac{Hl_o^3}{3EI} + \frac{Ml_o^2}{2EI} + \frac{(11q_1 + \Delta q_2)l_o^4}{120EI}$
Ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất của tường cọc		$\sigma_{min}^{max} = \frac{N_h}{A_o} + \frac{M_h}{W_o}$

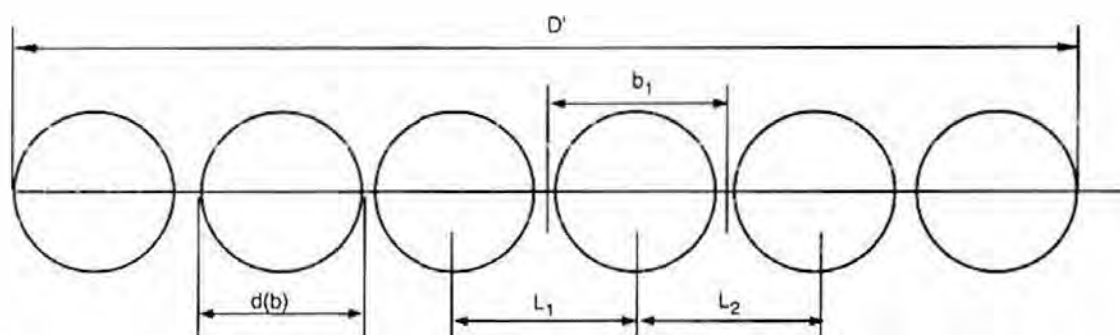
3) Bề rộng tính toán của cọc

Khi cọc chịu lực đẩy ngang, phản lực đất sinh ra ở mặt bên của thân cọc thực tế là ở trạng thái không gian, khi thân cọc là hình chữ nhật hoặc hình tròn thì hiệu ứng của lực cũng không như nhau. Qua thử nghiệm nhận thấy, để kể đến nhân tố nói trên, đem trạng thái chịu lực không gian chuyển đổi thành trạng thái chịu lực phẳng bằng cách dùng bề rộng tính toán áp lực đất b_1 theo bảng 4.7.

Bảng 4.7. Bề rộng tính toán của cọc

Đường kính hoặc bề rộng của cọc	Cọc hình chữ nhật	Cọc hình tròn
$b \le 1m$	$b_1 = 1,5b + 0,5$	$b_1 = 0,9(1,5b + 0,5)$
$b > 1m$	$b_1 = b + 1$	$b_1 = 0,9(b + 1)$

Với hàng cọc được tạo thành bởi n cây cọc thì bề rộng tính toán phản lực đất ở mặt bên của nó hiển nhiên là nb_1, nhưng không được lớn hơn D' + 1(m), mà trong đó b_1 phải thoả mãn $b_1 \leq 0,5(L_1 + L_2)$, xem hình 4.14.



Hình 4.14: Bề rộng tính toán của cọc

4.3. TÍNH KẾT CẤU CHẮN GIỮ BẰNG CỌC HÀNG VỚI MỘT TẦNG CHỐNG

Kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng có chống (hoặc neo) ở đỉnh có khác với cọc hàng đỉnh tự do (conson). Kết cấu chắn giữ có chống ở đỉnh, vì là đỉnh bị chống không di chuyển được nên hình thành điểm tựa đơn giản, liên kết khớp, còn phần cọc chôn vào trong đất, khi chôn nông thì là điểm tựa đơn giản, khi chôn sâu thì là ngàm. Sau đây giới thiệu mấy trường hợp khác nhau do độ chôn sâu trong đất khác nhau tạo ra.

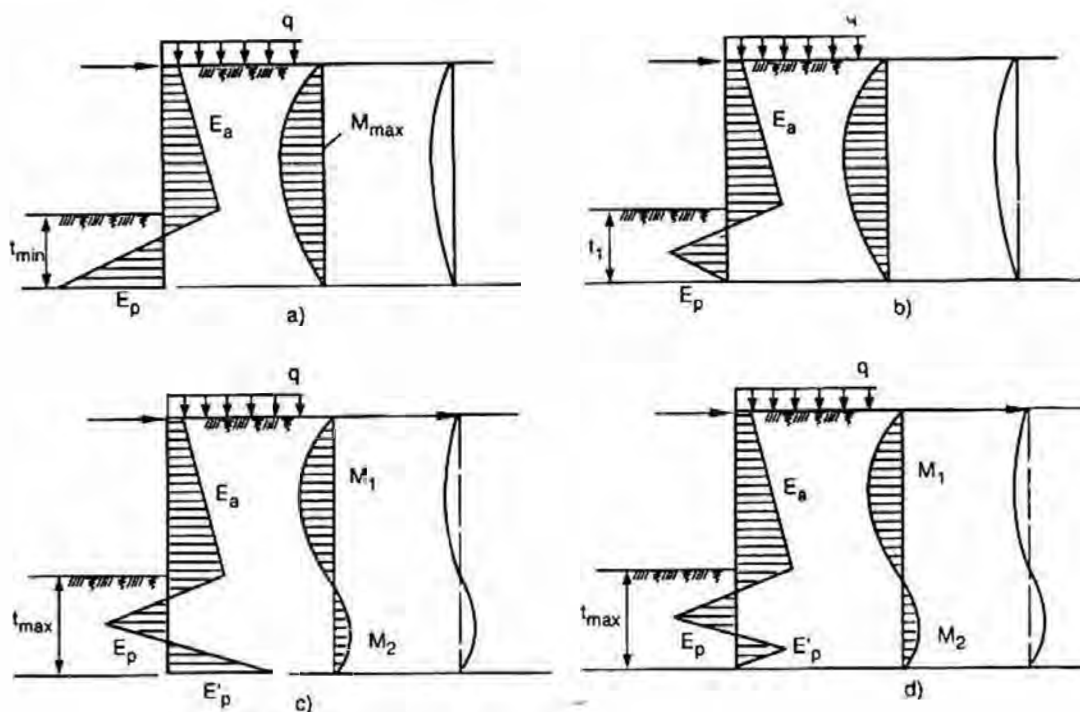
1) Độ sâu cắm vào trong đất của cọc tương đối nông, áp lực đất bị động ở phía trước cọc được phát huy toàn bộ cánh tay đòn của áp lực đất chủ động và cánh tay đòn của áp lực đất bị động ở điểm chống là bằng nhau (hình 4.15a). Khi đó, thân tường ở vào trạng thái cân bằng giới hạn, do đó sẽ có trị mômen uốn dương M_{max} ở trong nhịp là lớn nhất, nhưng độ sâu trong đất nông nhất là t_{min}. Lúc này, áp lực đất bị động ở trước tường được lợi dụng toàn bộ, đầu dưới của tường có thể có chuyển dịch sang trái một ít.

2) Độ sâu cắm vào trong đất của cọc tăng lên, khi lớn hơn t_{min} (hình 4.15b), thì áp lực đất bị động ở phía trước cọc không được phát huy và lợi dụng toàn bộ, khi đó, đầu dưới của cọc chỉ xoay một góc và ở nguyên vị trí chứ không sinh ra hiện tượng chuyển dịch, lúc này, áp lực đất ở mũi cọc sẽ bằng không, áp lực đất bị động chưa được phát huy, có thể xem là độ an toàn được tăng lên.

3) Độ sâu cắm vào trong đất của cọc tiếp tục tăng lên, trước tường sau tường đều xuất hiện áp lực đất bị động, cọc cắm vào đất ở trạng thái ngàm chặt, tương đương với dầm siêu tĩnh: đầu trên gối khớp đầu dưới ngàm chặt. Mômen uốn của nó đã giảm đi nhiều và xuất hiện mômen âm dương cả hai chiều. Trị tuyệt đối mômen uốn ngàm M_2 ở đầu dưới hơi nhỏ hơn trị mômen ở trong nhịp M_1, điểm không áp lực và điểm không mômen khá giống nhau (hình 4.15c).

4) Độ sâu cắm vào trong đất của cọc tăng lên thêm một bước nữa (hình 4.15d), khi đó độ sâu cắm vào trong đất của cọc đã bị xem là sâu quá, đất bị động ở phía trước cọc và phía sau cọc không thể phát huy lợi dụng được đầy đủ, nó không tạo ra được tác động lớn đối với việc giảm bớt mômen ở trong nhịp. Do đó, cọc chắn giữ mà cắm quá sâu vào trong đất thì cũng không phải là kinh tế.

Từ bốn trạng thái nêu trên hình 4.15 có thể thấy độ sâu cắm vào đất như trong trạng thái thứ 4 là quá sâu và không kinh tế, sẽ không áp dụng trong thiết kế. Trạng thái thứ ba thường được áp dụng hiện nay, nói chung là lấy mômen dương bằng 110% - 115% của mômen âm làm căn cứ thiết kế, nhưng cũng có thể lấy mômen dương và mômen âm bằng nhau để làm căn cứ. Vì theo trạng thái này thì cọc tuy có tương đối dài, nhưng do mômen uốn khá nhỏ, có thể chọn loại mặt cắt nhỏ hơn, đồng thời, vì cắm vào trong đất khá sâu nên an toàn và tin cậy hơn. Nếu thiết kế theo trạng thái thứ nhất, thứ hai, có thể được độ sâu trong đất nhỏ hơn và mômen uốn lớn hơn, với trạng thái thứ nhất, mũi cọc có thể có chút ít chuyển vị. Gối tựa tự do so với gối tựa ngàm thì tình hình chịu lực rõ ràng hơn, giá thành hợp lí hơn.



Hình 4.15: Sơ đồ phân bố áp lực đất, mômen và biến dạng của tường cọc bản với các độ sâu cắm vào trong đất khác nhau

4.3.1. Tính cọc chắn giữ có 1 tầng chống với đầu tự do (phương pháp cân bằng)

Hình 4.16 là mặt cắt kết cấu chắn giữ đầu tự do có một tầng chống, bên phải cọc là áp lực đất chủ động, bên trái cọc là áp lực đất bị động. Có thể dùng các phương pháp sau đây để xác định độ sâu cắm vào trong đất nhỏ nhất t_{min} của cọc và lực chống (hoặc neo) cần thiết cho mỗi mét dài nằm ngang R.

Như hình 4.16, tính cho độ dài bằng đơn vị chắn giữ, lấy mômen đối với điểm A, cho $M_A = 0$, $\sum Z = 0$, sẽ có:

$$M_{Ea1} + M_{Ea2} - M_{EP} = 0 \tag{4.39}$$

$$R = E_{a1} + E_{a2} - E_p \tag{4.40}$$

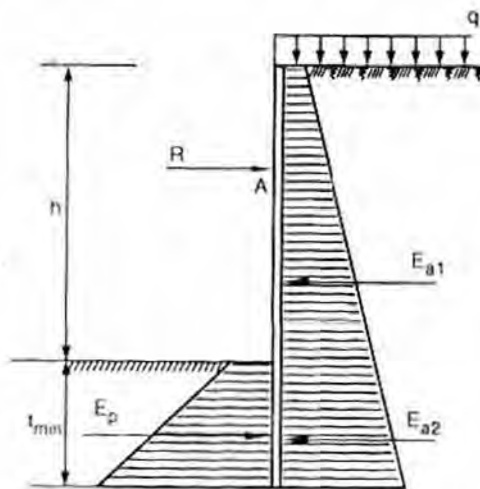
Trong đó:

M_{Ea1}, M_{Ea2} - cánh tay đòn đối với điểm A của hợp lực áp lực đất chủ động bên trên và bên dưới đáy hố móng;

M_{EP} - cánh tay đòn đối với điểm A của hợp lực áp lực đất bị động;

E_{a1}, E_{a2} - hợp lực áp lực đất chủ động bên trên và bên dưới đáy hố móng;

E_p - hợp lực áp lực đất bị động.



Hình 4.16: Sơ đồ tính toán cân bằng tĩnh chắn giữ bằng cọc với 1 tầng chống

4.3.2. Phương pháp phân tích (phương pháp đường đàn hồi)

Phương pháp phân tích đồ giải để thiết kế tường chắn 1 tầng chống theo trường hợp thứ 3 tức là xem tường chắn là dầm: một đầu cố định còn đầu kia gối đơn giản để nghiên cứu. Hai bên tường chắn có tải trọng phân bố tác động, tức là áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động. Mục đích trình tính toán: cần tìm độ sâu cắm vào trong đất của tường chắn, phản lực thanh chống, mômen trong nhịp và mômen ngàm.

Phân bố áp lực đất đầu dưới tường chắn là (xem hình 4.17):

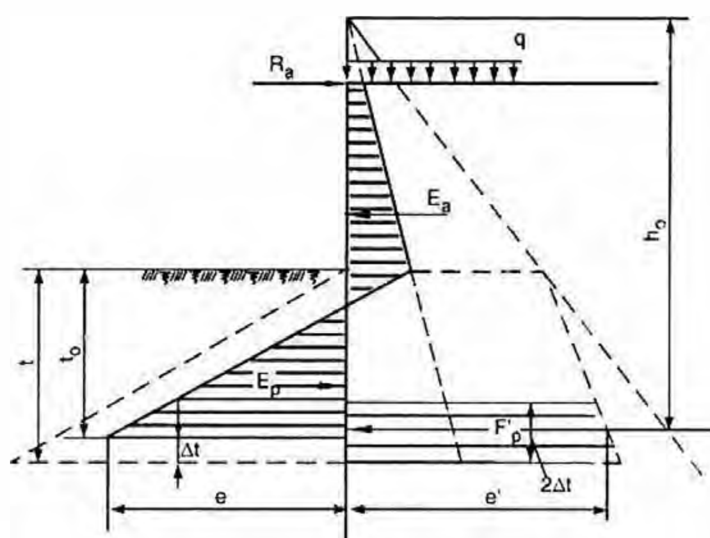
Phía bên phải tường chắn:

$$e' = \gamma(K'K_p h_o - K_a t_o) \tag{4.41}$$

Phía bên trái tường chắn:

$$e = \gamma(KK_p t_o - K_a h_o) \tag{4.42}$$

Trong đó: K, K' là hệ số tăng giảm áp lực đất bị động phía trước tường và phía sau tường, trị số này biến đổi theo góc ma sát trong của đất. Do thể lăng trụ phá hoại ở phía trước tường di động ngược lên trên làm cho tường với đất sinh ra lực ma sát hướng xuống (lực ma sát của đất với tường thì theo chiều ngược lại), lực ma sát này cản trở di trượt của thể lăng trụ phá hoại, vì thế áp lực đất bị động ở trước tường có tăng lên



Hình 4.17: Sơ đồ tính toán áp lực đất lên tường cọc có 1 tầng chống

một ít. Áp lực đất bị động tác dụng ở phía sau tường thì ngược lại, sinh ra lực ma sát hướng lên (đất với tường lại sinh ra lực ma sát hướng xuống), như vậy, áp lực đất bị động ở phía sau tường sẽ vì vậy mà giảm đi.

Bảng 4.8 là hệ số tăng giảm áp lực đất bị động của tường cọc tuỳ theo loại vật liệu khác nhau.

Bảng 4.8. Hệ số tăng giảm áp lực đất bị động

φ	K		K'
	Cọc bản gỗ và thép	Cọc bản BTCT	
40°	2,3	3,0	0,35
35°	2,0	2,6	0,41
30°	1,8	2,3	0,47
25°	1,7	2,1	0,55
20°	1,6	1,8	0,64
15°	1,4	1,5	0,75
10°	1,2	1,2	1,00

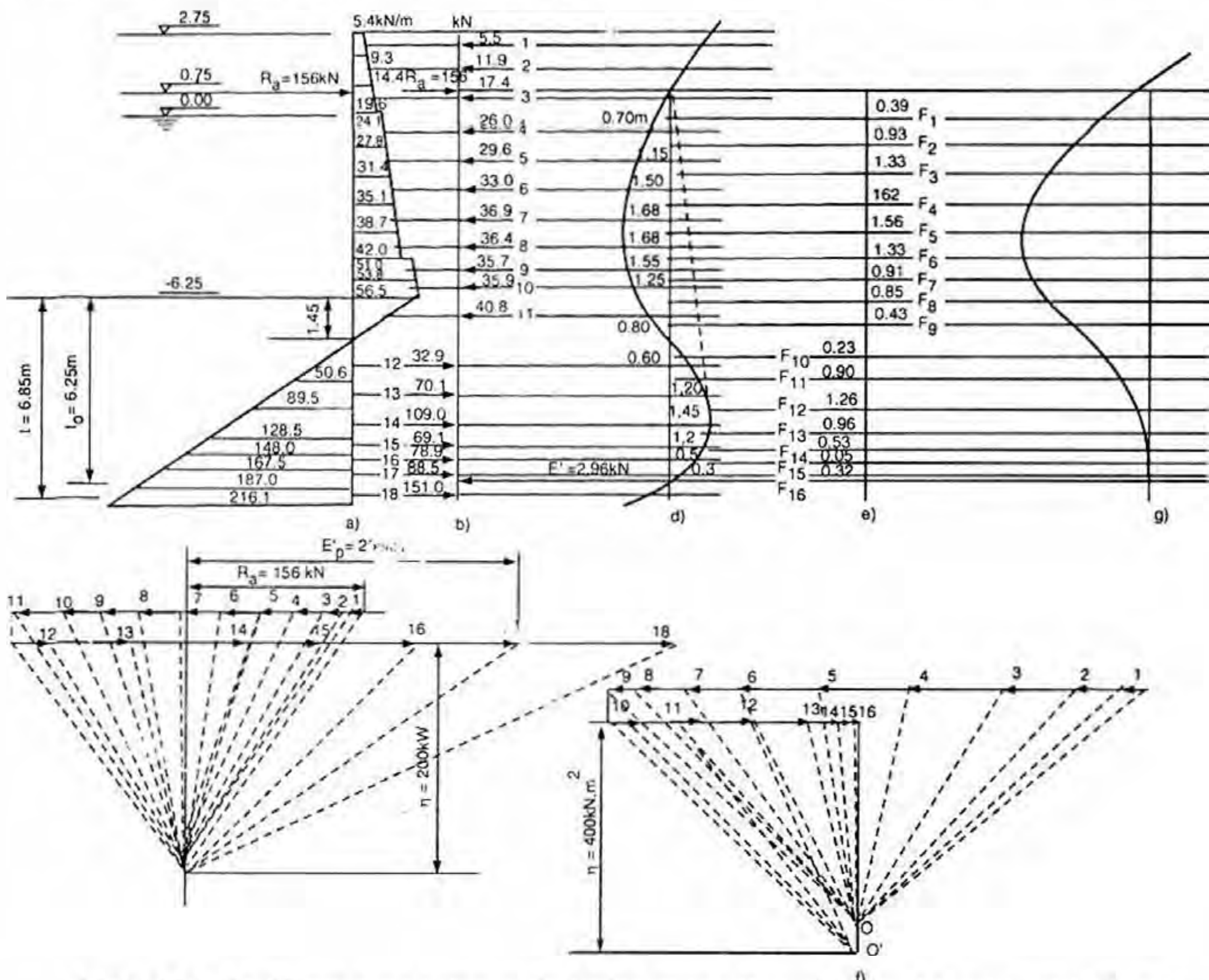
Các bước để tính cường độ và tính ổn định của tường chắn theo phương pháp đồ giải như sau:

1) Chọn tuỳ ý một trị t_o, tính cường độ áp lực của các lớp đất tác động lên tường chắn, căn cứ vào cường độ áp lực đất vừa tìm để vẽ sơ đồ phân bố áp lực (hình 4.18a). Lúc này, tạm thời không xét đến E'_p, để lại sau này dùng cho tính mômen và khi quyết định độ cắm sâu vào trong đất t_o của cọc bản sẽ tính toán; nhưng phải tính ma sát của tường đối với đất để tính vào hệ số tăng giảm K và K';

2) Đem hình phân bố áp lực đất chia thành nhiều mảng nhỏ theo độ cao là 0,5 - 1,0m, rồi dùng lực tập trung tương ứng để thay cho lực phân bố diện tích của mỗi mảng nhỏ, điểm tác dụng đặt ở trọng tâm của diện tích mỗi mảng nhỏ (hình 4.18b).

3) Lựa chọn điểm cực theo một tỉ lệ thích đáng, vẽ hình đa giác lực (hình 4.18c) và hình mômen uốn đa giác dây cong (hình 4.18d). Thông qua giao điểm giữa một đoạn dây cong ở trên cùng với đường tác dụng của lực chống (hoặc lực neo) R_a để kéo xuống một đường khép kín của hình mômen uốn đa giác, làm cho mômen uốn giữa nhịp lớn hơn mômen uốn cố định ở đầu dưới là 10% - 15%. Khi giao điểm của đường khép kín nói trên với đường dây cong dưới cùng vừa khéo ở trên đường nằm ngang của đầu dưới diện tích nhỏ ở dưới tức là tất cả các lực ở vào trạng thái cân bằng. Do đó, trong quá trình tính toán, đầu tiên làm cho hình đa giác dây của hình mômen có thể khép kín, sau đó sẽ tìm độ lớn của lực tác dụng, khi đó có thể phân độ cao của hai ba mảng cuối cùng càng nhỏ hơn nữa.

4) Căn cứ vào nguyên lí tìm độ võng diện tích mômen uốn của sức bền vật liệu, đem hình mômen đa giác dây chia thành nhiều mảng nhỏ để chịu tải, cách chia cũng tương tự như trên, tính toán diện tích của mỗi mảng nhỏ và lấy lực tập trung để thể hiện (hình 4.18e) chọn một thước tỉ lệ thích hợp, sau đó vẽ hình đa giác lực và hình đa giác dây tương ứng (hình 4.18f, g). Hình đa giác dây này chính là hình đường cong biến dạng của cọc bản (hình 4.18g). Căn cứ vào đường cong biến dạng sẽ có thể xác định được độ sâu cắm vào trong đất của tường cọc.



Hình 4.18: Sơ đồ tính toán tường chắn 1 tầng chống theo phương pháp phân tích đồ giải

Giả sử: đường thẳng đứng kéo từ giao điểm của một đoạn dây cong trên cùng của hình biến dạng với đường tác dụng của lực chống vừa hay là tiếp xúc với đường cong biến dạng ở đầu dưới, tiếp điểm lại ở trên giao điểm đường khép kín trên hình mômen uốn (hình 4.18d) với dây cong cuối cùng, thì tức là đầu dưới của thân tường đã ngàm chắc bất động.

Nếu như hình đường cong biến dạng không thể khép kín được, lại phải giả định lại một độ sâu trong đất khác của cọc bản, lặp lại các bước vẽ hình tính toán như trên, thường việc làm lại đường cong biến dạng đàn hồi là không cần thiết, bởi vì, khi làm đường khép kín đã cho M_{max} (trong nhịp) = (1,1 - 1,15)M (đầu cố định) như vậy thì lần tính toán thứ nhất đã có thể đạt được độ chính xác tương đối rồi.

Thực ra trong thực tế thiết kế chỉ cần thoả mãn một điều kiện là mômen trong nhịp bằng 1,1 - 1,15 lần mômen uốn ở đầu cố định là được và không nhất thiết phải vẽ đường cong biến dạng đàn hồi, chỉ có trong trường hợp bắt buộc, cần phải tìm độ võng chính thức của thân tường mới vẽ lại đường cong biến dạng đàn hồi;

5) Lực chống R_a và phản lực đầu dưới E_p' có thể trực tiếp đo được trên hình đa giác lực: từ điểm cực kẻ đường song song với đường khép kín của hình mômen uốn đa giác dây nó cắt nhau với đường lực, từ đó có thể đo được trị số của R_1 và E_p' (hình 4.18c). Sau khi tìm được E_p', có thể theo công thức sau đây để tìm Δt:

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2e'} \tag{4.43}$$

Trong đó: e' - xác định theo công thức (4.41) và có kể đến ảnh hưởng của lực ma sát. Mômen uốn lớn nhất của cọc bản có thể tìm được từ tích số giữa hoành độ lớn nhất Y_{max} trên hình mômen uốn với cực cự η:

$$M_{max} = Y_{max}\,\eta \tag{4.44}$$

Ví dụ: Hình 4.18 là một tường chắn, cao trình mặt đỉnh là +2,75m, tính chất đất như thể hiện trong bảng 4.9.

Bảng 4.9. Tính chất cơ lí của đất

Cao trình (m)	Trọng lượng đất γ (kN.m^3)	Góc ma sát trong φ (°)
2,75 - 0,00	19,0	35
0,00 - 4,90	11,0	30
- 4,90	10,0	25

Tải trọng mặt đất q = 20 kN/m^2

Căn cứ vào áp lực đất tính được để vẽ hình đa giác lực (hình 4.18c) và hình mômen uốn đa giác dây (hình 4.18d) có R_a = 1,56 kN/m

E_p' = 296 kN/m

Mômen uốn lớn nhất trong nhịp $M_{max} = y\eta = 1,68 \times 200 = 336kN.m$

Mômen uốn tại ngàm ở đầu dưới $M = 1,45 \times 200 = 290kN.m$

Từ ví dụ này có thể thấy, mômen uốn M_{max} trong nhịp vào khoảng bằng 1,15 lần M ở đầu ngàm bên dưới.

Chia hình mômen uốn làm 16 mảng nhỏ, từ diện tích các mảng nhỏ hình tam giác hoặc hình thang tính ra độ lớn của tải trọng mômen và bằng cách vẽ hình định ra các vị trí tác động của chúng. Theo các tải trọng mômen vừa tính để vẽ các hình đa giác dây tương ứng ta sẽ được hình biến dạng đàn hồi của cọc bản (hình 4.18g). Căn cứ vào kết quả của hình vẽ, cọc bản ngàm ở cao trình -12,5m là thích hợp nhất.

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2\gamma_3 (K'K_p h_o - K_a t_o)}$$

Trong đó:

$$K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{25^o}{2}\right) = 2,46$$

$K' = 0,55$ ($\varphi = 25^o$, tra từ bảng 4.8)

$h_o = 20,2m$

$$K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{25^o}{2}\right) = 0,405$$

$t_o = 6,25m$

$$\Delta t = \frac{29,6}{2 \times 1,0(0,55 \times 2,46 \times 20,2 \times - 0,405 \times 6,25)} = \frac{14,8}{27,3 - 2,53} = 0,6m$$

Độ sâu trong đất của thân tường:

$$t = t_o + \Delta t = (6,25 + 0,6)m = 6,85m$$

Nếu vì một nguyên nhân nào đó mà mũi cọc không thể ngàm chặt được trong đất, có thể thiết kế như dầm hai đầu gối đơn giản, tức là có thể dùng phương trình cân bằng tĩnh để tìm ra được, đương nhiên cũng có thể giải bằng phương pháp đồ giải, như đường nét đứt ở ngoài cùng trên hình 4.18d, tức là đường khép kín trong trường hợp cọc gối đơn giản, tiếp điểm chính là điểm dưới cùng của độ sâu cọc bản trong đất. Nếu độ sâu giảm đi một ít thì cọc bản sẽ không ổn định.

Thực tiễn chứng minh, mômen uốn tính được theo phương pháp trên lớn hơn rất nhiều so với mômen sinh ra trong thực tế. Cho nên trong thực tế thiết kế, vẫn thường vận dụng một hệ số chiết giảm mômen theo kinh nghiệm để điều chỉnh lại mômen theo tính toán. Căn cứ vào thành quả nghiên cứu của Đan Mạch, hệ số này trong khoảng từ 0,6 - 0,8, thường lấy là 0,74. Cho nên, khi thiết kế thực tế, mômen tính toán nên là:

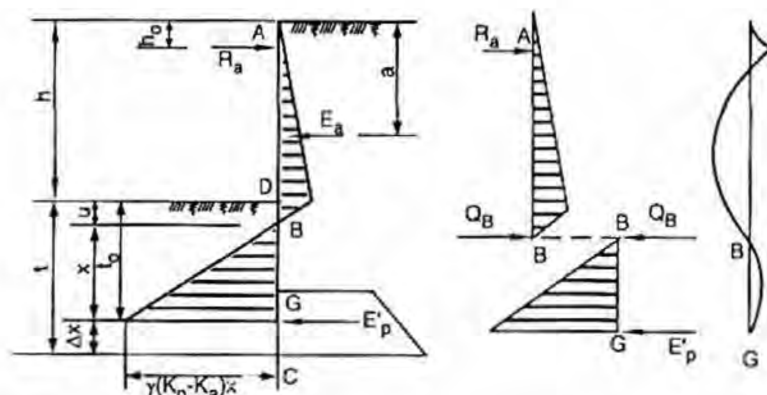
$$M = 0,74M_{max} \quad (4.45)$$

Về phản lực thanh chống, kết quả tính được bằng phương pháp này lại không hề có dư về độ an toàn, trái lại, có trường hợp lại phát hiện là không đủ an toàn, cho nên trong thực tế thiết kế đã tăng thêm 35% lực thanh chống, tức là lực thanh chống thiết kế thực tế là:

$$R = 1{,}35R_a \qquad (4.46)$$

4.3.3. Phương pháp dầm đẳng trị

Phương pháp dầm đẳng trị (còn có tên gọi là dầm thay thế) là phương pháp vẽ hình - phân tích đã giới thiệu trên đây được giản hoá đi. Cọc cắm vào trong đất dưới đáy hố móng có hai loại là ngàm đàn hồi (liên kết khớp) và cố định; bây giờ, nêu ra trường hợp thứ ba đã nói trên đây, tức là nghiên cứu trường hợp một đầu ngầm đàn hồi còn đầu kia thì gối đơn giản. Hai bên tường có tác động tải trọng phân bố, tức là áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động, như hình 4.19a. Trong quá trình tính toán, phải tìm 3 đại lượng: độ sâu cắm vào trong đất của cọc, phản lực thanh chống và mômen uốn lớn nhất ở trong nhịp.



Hình 4.19: Sơ đồ tính toán theo phương pháp dầm đẳng trị

Khi đầu dưới của tường chắn có 1 tầng chống là ngàm đàn hồi, sơ đồ mômen như hình 4.19c, nếu trước khi có hình mômen này mà đã biết vị trí điểm không của mômen thì tại đó ta cho dầm (tức cọc) đứt ra để tính theo gối đơn giản, thì sẽ không khó để thấy rằng sơ đồ mômen ở đoạn này sẽ giống như khi tính cả dầm nguyên, phần đoạn dầm cắt ra này gọi là dầm đẳng trị của đoạn dầm còn nguyên ấy. Với loại tường chắn 1 tầng chống có đầu dưới là chống đàn hồi, thì vị trí điểm không của áp lực đất rất gần với vị trí điểm không của mômen, do đó, có thể chia cọc bản thành hai dầm gối đơn giản liên tiếp nhau tại chỗ điểm áp lực không thể tính toán. Phương pháp tính giản hoá này gọi là phương pháp dầm đẳng trị, các bước tính toán của nó như sau (hình 4.19):

1) Căn cứ vào độ sâu hố móng và tài liệu khảo sát... tính ra áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động, tìm được vị trí điểm không B của áp lực đất. Theo công thức (4.11) để tính ra khoảng cách u từ điểm không đến đáy hố móng.

2) Từ dầm đẳng trị AB, căn cứ vào phương trình cân bằng để tính phản lực thanh chống R_a và lực cắt ở điểm B, Q_B:

$$\left.\begin{aligned} R_a &= \frac{E_a(h + u - a)}{h + u - h_o} \\ Q_B &= \frac{E_a(a - h_o)}{h + u - h_o} \end{aligned}\right\} \qquad (4.47)$$

3) Từ dầm đẳng trị BG tính độ sâu cắm vào trong đất của cọc bản, lấy $\sum M_G = 0$, thì

$$Q_B x = \frac{1}{6}\left[K_p\gamma(u + x) - K_a\gamma(h + u + x)\right]x^2$$

Từ công thức trên tính ra:

$$x = \sqrt{\frac{6Q_B}{\gamma(K_p - K_a)}} \qquad (4.48)$$

Sau khi có được x bằng công thức trên, thì độ cắm sâu bé nhất vào trong đất của cọc có thể tìm từ công thức:

$$t_o = u + x \qquad (4.49)$$

Nếu đất yếu, phải nhân với hệ số 1,1 ~ 1,2:

$$t = (1,1 \sim 1,2)t_o \qquad (4\text{-}50)$$

4) Từ dầm đẳng trị sẽ tìm được trị mômen uốn lớn nhất M_{max}.

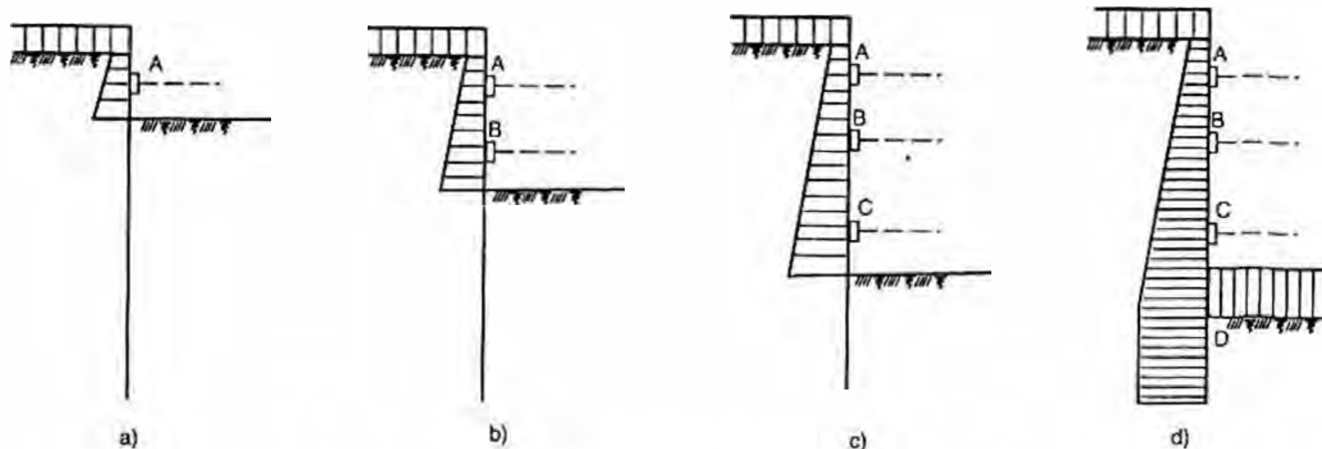
4.4. TÍNH KẾT CẤU CHẮN GIỮ BẰNG CỌC HÀNG VỚI NHIỀU TẦNG CHỐNG

Khi hố móng tương đối sâu, để giảm bớt mômen uốn của cọc chắn giữ có thể đặt nhiều tầng chống, số tầng chống phải được xác định trên cơ sở các yếu tố đất nền, độ sâu hố, đường kính (độ dày) của cọc, cường độ vật liệu của kết cấu chắn giữ và yêu cầu của thi công...

Hiện nay, có rất nhiều phương pháp tính kết cấu chắn giữ nhiều tầng chống, thông thường là phương pháp dầm đẳng trị (phương pháp dầm liên tục); phương pháp chia 1/2 tải trọng chống giữ; phương pháp lực chống không đổi khi đào; phương pháp phần tử hữu hạn...

4.4.1. Phương pháp dầm liên tục

Trên đây đã nói rõ nguyên lí tính toán theo phương pháp dầm đẳng trị, khi nhiều tầng chống thì phương pháp tính toán cũng như vậy, thường có thể tính theo dầm liên tục gối tựa cứng (tức là gối đỡ không chuyển vị), đồng thời phải thành lập hệ thống tính toán tĩnh cho mỗi giai đoạn thi công. Như hệ thống chắn giữ hố móng trên hình 4.20, phải lần lượt tính theo tình huống của các giai đoạn thi công sau:



Hình 4.20: Sơ đồ tính toán theo các giai đoạn thi công

1) Giai đoạn đào trước khi lắp chống A (hình 4.20a) có thể coi tường chắn là một cọc conson ngàm trong đất.

2) Giai đoạn đào trước khi lắp chống B (hình 4.20b), tường chắn là một dầm tĩnh định có hai gối, hai gối lần lượt là A và một điểm trong đất có áp lực đất tĩnh bằng không.

3) Giai đoạn đào trước khi lắp chống C (hình4.20c), tường chắn là một dầm liên tục có ba gối. Ba gối lần lượt là A, B và điểm áp lực không trong đất.

4) Giai đoạn đào trước khi đổ bêtông bản đáy (hình 4.20d), tường chắn là một dầm liên tục ba nhịp với bốn gối.

Các giai đoạn thi công nói trên, gối ở đầu dưới của tường chắn trong đất, như vừa nói ở trên là lấy điểm không của áp lực đất, tức là điểm mà áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động cân bằng ở bên dưới mặt đất. Nhưng trong tình huống sau giai đoạn thứ hai, cũng có một số giả định khác về việc lấy điểm không, thường thấy có:

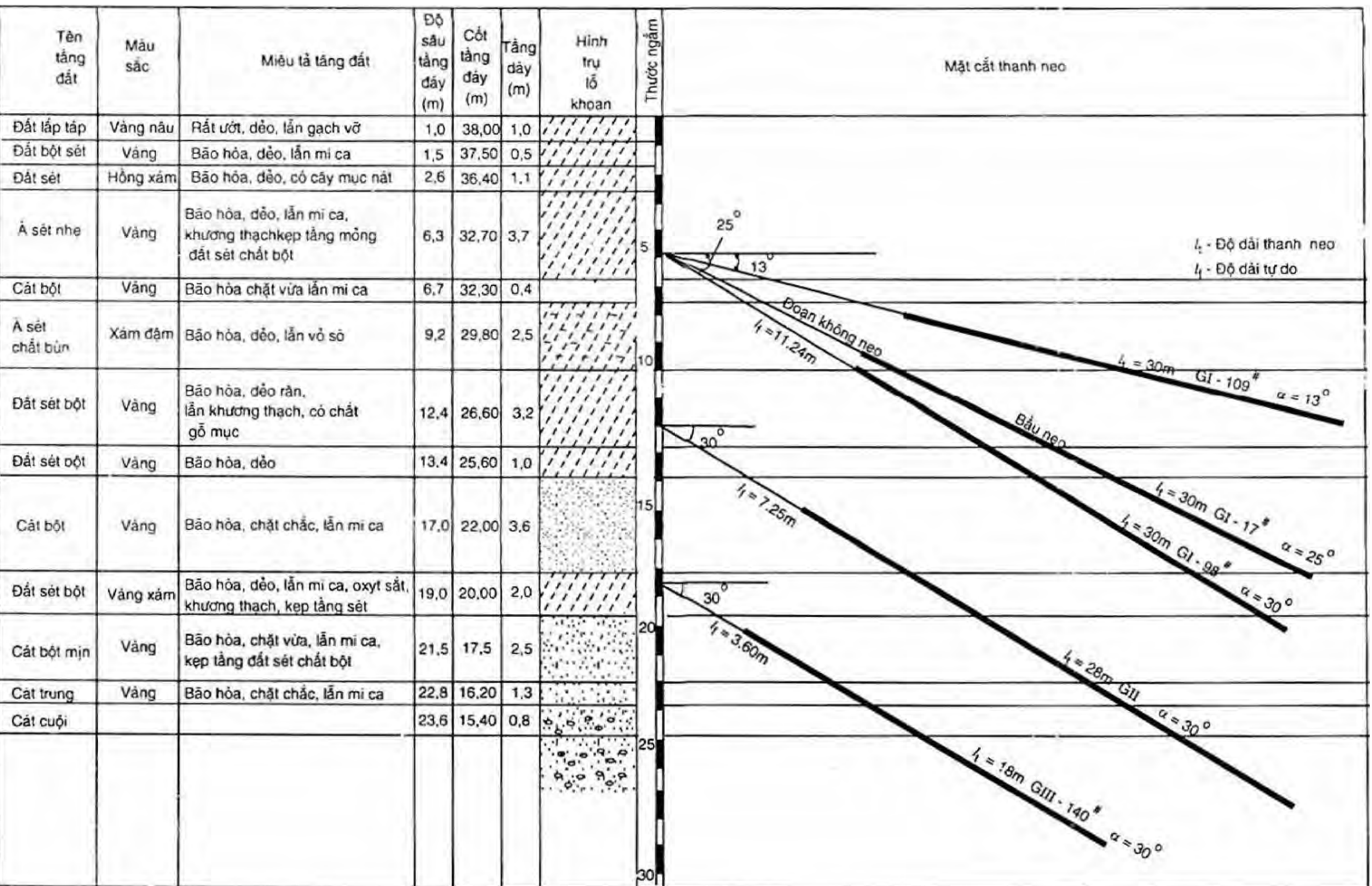
(1) Điểm cân bằng giữa mômen uốn của áp lực chủ động với mômen uốn của áp lực bị động ở phía dưới của hàng chống cuối cùng, cũng tức là điểm mômen uốn không;

(2) Một điểm ở bên dưới của mặt thi công đào đất, độ sâu tương đương với khoảng 20% độ sâu phải đào;

(3) Điểm bất động thứ nhất của dầm gối tựa đàn hồi dài nửa vô hạn, đầu trên cố định;

(4) Với giai đoạn đào đất cuối cùng, điểm gối theo lí luận của dầm liên tục ở trong đất lấy tại độ sâu 0,6t phía dưới mặt đáy hố đào (t là độ sâu cắm vào trong đất của tường kể từ dưới mặt đáy hố đào).

Ví dụ thực tế - Đại lầu Kinh Thành ở Bắc Kinh, trên mặt đất 52 tầng, dưới mặt đất 4 tầng, là nhà siêu cao tầng, cao từ mặt đất là 183,53m, móng hình hộp, chôn sâu 23,76m (khi tính lấy là 23,5m), dùng cọc thép nhập ngoại hình chữ H dài 27m (cọc 488mm × 300mm) để chắn giữ đất, đóng bằng búa, cách nhau 1,1m, kéo giữ bằng ba tầng neo, tài liệu địa chất như hình 4.21.



Tên tầng đất	Màu sắc	Miêu tả tầng đất	Độ sâu tầng đáy (m)	Cốt tầng đáy (m)	Tầng dày (m)
Đất lấp táp	Vàng nâu	Rất ướt, dẻo, lẫn gạch vỡ	1,0	38,00	1,0
Đất bột sét	Vàng	Bão hòa, dẻo, lẫn mi ca	1,5	37,50	0,5
Đất sét	Hồng xám	Bão hòa, dẻo, có cây mục nát	2,6	36,40	1,1
Á sét nhẹ	Vàng	Bão hòa, dẻo, lẫn mi ca, khương thạchkẹp tầng mỏng đất sét chất bột	6,3	32,70	3,7
Cát bột	Vàng	Bão hòa chặt vừa lẫn mi ca	6,7	32,30	0,4
Á sét chất bùn	Xám đậm	Bão hòa, dẻo, lẫn vỏ sò	9,2	29,80	2,5
Đất sét bột	Vàng	Bão hòa, dẻo rắn, lẫn khương thạch, có chất gỗ mục	12,4	26,60	3,2
Đất sét bột	Vàng	Bão hòa, dẻo	13,4	25,60	1,0
Cát bột	Vàng	Bão hòa, chặt chắc, lẫn mi ca	17,0	22,00	3,6
Đất sét bột	Vàng xám	Bão hòa, dẻo, lẫn mi ca, oxyt sắt, khương thạch, kẹp tầng sét	19,0	20,00	2,0
Cát bột mịn	Vàng	Bão hòa, chặt vừa, lẫn mi ca, kẹp tầng đất sét chất bột	21,5	17,5	2,5
Cát trung	Vàng	Bão hòa, chặt chắc, lẫn mi ca	22,8	16,20	1,3
Cát cuội			23,6	15,40	0,8

Hình 4.21: Tài liệu địa chất của công trình

Trọng lượng bình quân của các lớp đất là $\gamma = 19\ kN/m^3$, góc ma sát trong φ bình quân của đất là 30°, lực kết dính C = 10kPa, từ 23m trở xuống là đá cuội cát, độ xuyên SPT lớn hơn 100, $\varphi = 35^o - 43^o$, mực nước ngầm sâu 23 - 30m trong đá sỏi tròn, ở lớp sâu 10m có tầng đất chứa nước nằm phía trên. Tải trọng mặt đất tính là 10 kN/m^2.

1. Tính các tham số:

$$K_a = \tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}33$$

$$K_p = \left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{\cos\delta} - \sqrt{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}}\right]^2$$

$$= \left[\frac{\cos 36^o}{\sqrt{\cos 25^o} - \sqrt{\sin(36^o + 25^o)\sin 36}}\right]^2 = 11{,}8$$

Trong công thức trên, hệ số tính áp lực đất bị động áp dụng công thức (2.31) của chương 2 xét thấy cọc ở trong tầng đá cuội cát dưới đáy hố móng, lấy trị φ_p là 36°, $\delta = 2\varphi/3$ là khoảng 25°, $\varepsilon = 0$, $\beta = 0$.

2. Tính khoảng cách từ chỗ áp lực đất bằng không (gần giống như điểm uốn không) đến mặt đáy hố móng

$$u = \frac{e_q + e_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{10 \times 0{,}33 + 19 \times 0{,}33 \times 23{,}5}{19 \times (11{,}8 - 0{,}33)}\,m = 0{,}69m$$

3. Tính mômen uốn đầu cố định

Sơ đồ chắn giữ hố móng như hình 4.22, vẽ cọc chắn giữ thành một dầm liên tục, tải trọng là áp lực đất, như hình 4.23.

(1) Mômen uốn phần conson, tức đoạn AB, của dầm liên tục

$$M_B = \left(3{,}3 \times \frac{5^2}{2} + (34{,}6 - 3{,}3) \times \frac{5}{2} \times \frac{5}{3}\right) kN.m$$

$$= (41{,}25 + 130{,}6)kN.m = 171{,}8kNm$$

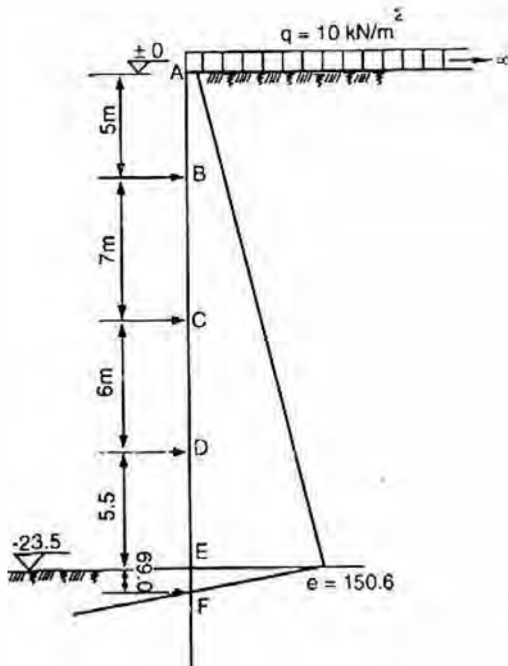
(2) Đoạn BC của dầm

$$M_C = \left(\frac{(7 \times 34{,}6 + 8 \times 78{,}5) \times 7^2}{120} - \frac{171{,}8}{2}\right) kN.m = 269{,}4kN.m$$

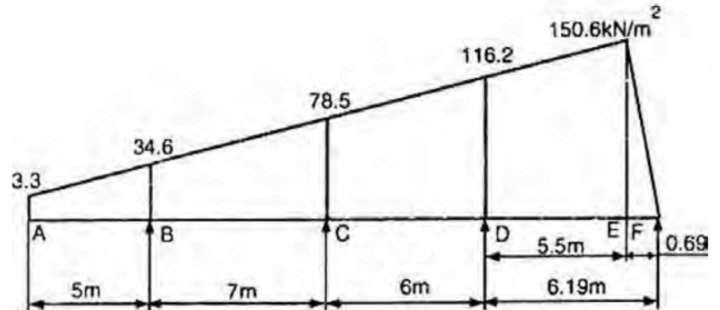
(3) Đoạn CD của dầm

$$M_C = \left(-\frac{78{,}5 \times 6^2}{12} - \frac{(116{,}2 - 78{,}5) \times 6^2}{30}\right) kN.m = -280{,}7kN.m$$

$$M_D = \left(-\frac{78{,}5 \times 6^2}{12} + \frac{(116{,}2 - 78{,}5) \times 6^2}{20}\right) kN.m = 303{,}4kN.m$$



Hình 4.22: Sơ đồ chắn giữ hố móng



Hình 4.23: Sơ đồ tính tường chắn như là dầm liên tục

(4) Đoạn DEF của dầm

Đoạn DEF của dầm, điểm F là điểm mômen uốn bằng không, mômen uốn của điểm D:

$$M_D = -637kN.m$$

4. Phân phối mômen

Tính toán mômen đầu cố định không cân bằng, phải dùng phương pháp phân phối mômen để cân bằng mômen của điểm gối C, D. Thông qua phân phối mômen, được mômen của các điểm gối là:

$$M_B = -171,8kN.m$$

$$M_C = -235,8kN.m$$

$$M_D = -486kN.m$$

$$M_F = 0$$

5. Tìm phản lực các điểm gối

$$R_B = 167,2kN$$

$$R_C = 434,7kN$$

$$R_D = 896,9kN$$

$$R_F = 388kN$$

Trong các giai đoạn thi công, phản lực điểm gối và mômen âm dương của thanh neo các tầng tổng hợp vào bảng 4.10; kết quả tính toán trên đây chủ yếu phản ánh ở trong giai đoạn thi công 4.

Bảng 4.10. Phản lực điểm gối và mômen âm dương của thanh neo các tầng

Giai đoạn thi công	Độ sâu đào (m)	Thanh neo tầng thứ nhất			Thanh neo tầng thứ hai			Thanh neo tầng thứ ba		
		R_B (kN)	M_B (kN.m)	M_{BC} (kN.m)	R_C (kN)	M_C (kN.m)	M_{CD} (kN.m)	R_D (kN)	M_D (kN.m)	M_{DF} (kN.m)
1	-5,5			491,5						
2	-12,5	363,6	-183,3	535						
3	-18,35	196,2	-158,3	116	578,5	-416,8	545,8			
4	-23,5	167,2	-171,8	142,6	434,7	-235,8	72	896,9	-486	395,9

6. Kiểm tra cường độ của thép hình H488

Hệ số mặt cắt của thép hình nhập ngoại H488 × 300 có $\overline{w}_x = 2910cm^3$, $[\sigma] = 200MPa$, tính mômen uốn lớn nhất $M_{CD} = 545,8kN.m$, khoảng cách giữa các thép hình chữ H là 1,1m, do đó

$$545,8 \times 1,1kN\ m = 600,4kN.m$$

$$\sigma = \frac{M}{\overline{W}_x} = \frac{600,4 \times 1000 \times 1000}{2910 \times 10 \times 10 \times 10} kN/mm^2 = 206,3\ kN/mm^2$$

$$< 200\ N/mm^2 \times 105\% = 210\ N/mm^2 \text{ (đạt yêu cầu)}$$

7. Tính độ cắm sâu của thép chữ H

Trên đây đã tính được điểm không của áp lực đất u = 0,69m.

Theo công thức (4.48) ta tính x:

$$x = \sqrt{\frac{6R_F}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{6 \times 388}{19 \times (11,8 - 0,33)}}\ m = 3,2m$$

$$t_o = u + x = (0,69 + 3,2)m = 3,89m$$

Mũi cọc chữ H đã đóng vào tầng đá cuội cát, thực tế cọc thép chữ H dài 27m, tức vào đất 3,5m.

4.4.2. Phương pháp chia đôi tải trọng thanh chống

Khi áp lực đất chủ động tác dụng vào phía sau tường chắn có thanh chống mà sử dụng biểu đồ bao theo Terzaghi và Peck thì tính nội lực thanh chống hoặc thanh kéo và mômen trong tường có thể làm theo phương pháp kinh nghiệm sau đây (như hình 4.24):

1) Đơn giản cho là: lực trong mỗi thanh chống hoặc thanh kéo phải chịu tương ứng với trị tải trọng áp lực đất của hai nửa nhịp kề nhau, như thể hiện trong hình 4.24;

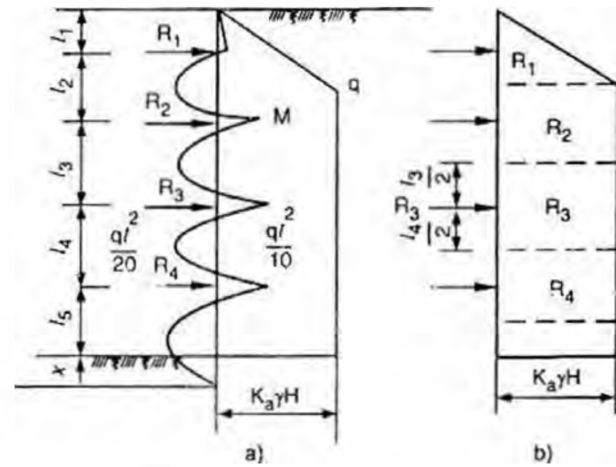
2) Cường độ áp lực đất là q, khi tính theo dầm liên tục, mômen gối tựa lớn nhất là (ba nhịp trở lên)

$$M = \frac{ql^2}{10}$$

Mômen giữa nhịp lớn nhất là:

$$M = \frac{ql^2}{20}$$

Phương pháp này suy từ sơ đồ tải trọng thường hay áp dụng đường bao theo kinh nghiệm tính từ lực thực đo trong thanh chống, cho nên vẫn có ý nghĩa thực dụng nhất định, nhất là, vẫn có giá trị tham khảo nhất định khi ước tính lực dọc trục trong thanh chống.



Hình 4.24: Phương pháp chia đôi tải trọng thanh chống

4.4.3. Phương pháp "m"

Với loại tường chắn không đặt nhiều thanh chống hoặc thanh kéo, phương pháp hệ số nền (phương pháp "m") nói trong mục 4.2 đều có thể sử dụng. Khi đó, có thể dùng phương pháp lực của cơ học kết cấu (hoặc phương pháp chuyển vị) để tìm nội lực trong thanh chống hoặc thanh kéo. Bộ phận conson của tường chắn ở bên trên mặt đáy hố móng cũng có thể tính nội lực bằng phương pháp cơ học kết cấu thông thường; Còn tính phần tường chắn cắm vào trong đất bên dưới mặt đáy hố móng thì sau khi tìm được lực thanh chống, có thể phân tích nội lực giống như phương pháp "m" thông thường

Lấy ví dụ một tường chắn có ba tầng thanh chống (hình 4.25), khi giải bằng phương pháp lực, đầu tiên bỏ ba thanh chống và thay bằng ba phản lực R_a, R_b, R_c là những lượng cơ bản chưa biết. Từ đó, ta thay kết cấu siêu tĩnh bậc ba này thành hệ cơ bản tĩnh định. Căn cứ vào điều kiện chuyển vị ngang bằng không ở ba gối tựa a, b, c ta có thể lập được ba phương trình chính tắc là:

$$\left.\begin{aligned} R_a\delta_{aa} + R_b\delta_{ab} + R_c\delta_{ac} + \Delta_{ap} = 0 \\ R_a\delta_{ba} + R_b\delta_{bb} + R_c\delta_{bc} + \Delta_{bp} = 0 \\ R_a\delta_{ca} + R_b\delta_{cb} + R_c\delta_{cc} + \Delta_{cp} = 0 \end{aligned}\right\} \quad (4.51)$$

Trong đó:

R_a, R_b, R_c - phản lực ở ba gối tựa tương ứng;

δ_{aa} - dưới tác dụng của $R_a = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_a;

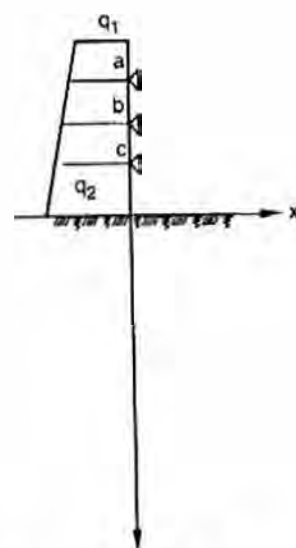
δ_{bb} - dưới tác dụng của $R_b = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_b

δ_{cc} - dưới tác dụng của $R_c = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_c;

δ_{ab}, δ_{ba} - dưới tác dụng của $R_b = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_a và dưới tác dụng của $R_a = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_c;

δ_{bc}, δ_{cb} - dưới tác dụng của $R_c = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_b và dưới tác dụng của $R_b = 1$, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_c;

Δ_{ap}, Δ_{bp}, Δ_{cp} - dưới tác dụng của áp lực đất, chuyển vị của hệ cơ bản theo phương R_a, R_b, R_c.



Hình 4.25: Sơ đồ tính toán tường nhiều tầng chống

Dưới tác dụng của bất kì tải trọng nào lên mặt bên thì chuyển vị ngang của phần conson ở bên trên mặt đáy hố móng của tường cọc bản cũng có thể tìm được theo phương pháp sau:

Trên hình 4.26, chuyển vị ngang ở δ_{Nq} của điểm N có thể dùng nguyên lí cộng tác dụng từ ba bộ phận tạo thành:

1) Tường chắn xem là thanh nền đàn hồi, sau khi điểm O tại mặt đáy của hố móng chịu lực H_o (hợp lực của q_y) và mômen M_o (mômen của q_y đối với điểm O), chuyển vị ngang của điểm O sẽ là:

$$x_o = H_o\delta_{HH} + M_o\delta_{HM}$$

2) Tường chắn xem là thanh nền đàn hồi, sau khi điểm O tại mặt đáy hố móng chịu lực H_o và mômen uốn M_o, sinh ra góc xoay ϕ_o, do góc xoay ϕ_o sinh ra chuyển vị ngang ở điểm N:

$$\phi_o(l - y') = (H_o\delta_{MH} + M_o\delta_{MM})(l - y')$$

Trong đó, theo ý nghĩa của bài toán lấy trị tuyệt đối

$$\phi_o = -(H_o\delta_{MH} + M_o\delta_{MM})$$

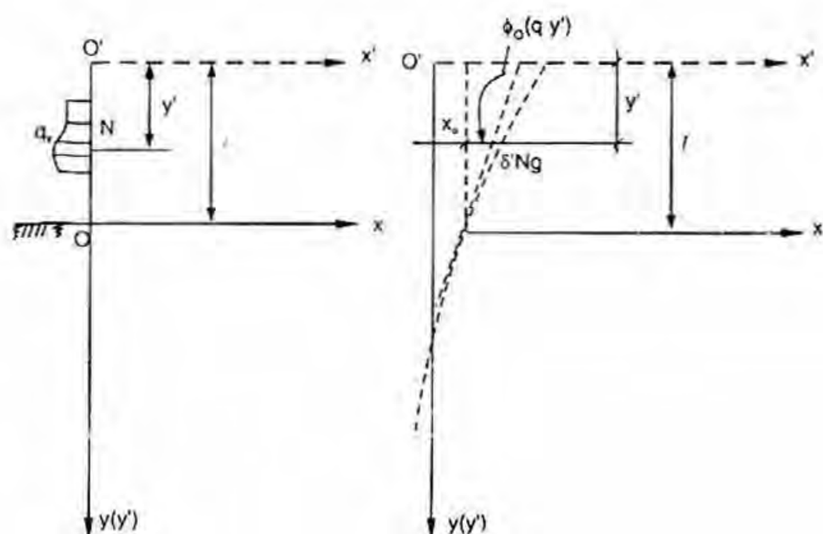
3) Phần conson của tường chắn xem là dầm conson, dưới tác động của tải trọng q_y bất kì tại điểm N sẽ xảy ra chuyển vị ngang δ'_{Nq}.

Tổng chuyển vị ngang của điểm N dưới tác dụng của tải trọng q_y bất kì là:

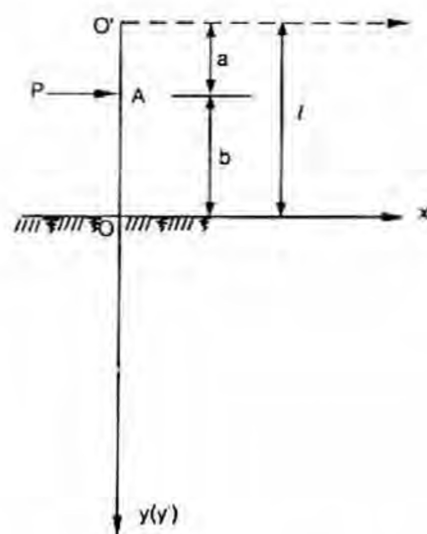
$$\delta_{Nq} = x_o + \phi_o(l - y') + \delta'_{Nq} \qquad (4.52)$$

Dưới tác dụng của lực tập trung, chuyển vị ngang của tường chắn có thể tìm như sau:

Trên hình 4.27, cho lực tập trung P tác động tại điểm A thì $H_o = P$, $M_o = Pb$. Khi đó chuyển vị ngang của bất cứ điểm N nào cũng do ba bộ phận sau đây tổ thành:



Hình 4.26: Tính chuyển vị thân tường dưới tác động của tải trọng bất kì



Hình 4.27: Tường chắn dưới tác động tải trọng tập trung

1) Tường chắn xem là hệ thanh trên nền đàn hồi chịu lực P và mômen P.b, ở điểm O tại mặt đáy hố móng, chuyển vị ngang sẽ là:

$$x_o = P\delta_{HH} + P.b.\delta_{HM} \tag{4.53}$$

2) Tường chắn xem là hệ thanh trên nền đàn hồi, sau khi điểm O ở chỗ mặt đáy hố móng chịu lực P và mômen P.b sẽ sinh ra góc xoay ϕ dẫn tới chuyển vị ngang ở điểm N:

$$\phi_o b = Pb\delta_{MH} + Pb^2\delta_{MM} \tag{4.54}$$

Trong đó, theo ý nghĩa của bài toán lấy trị tuyệt đối:

$$\phi_o = -(P\delta_{MH} + Pb\delta_{MM})$$

3) Bộ phận conson của tường chắn xem là dầm conson, dưới tác dụng của lực tập trung P, chuyển vị ngang sinh ra ở điểm N, có thể căn cứ vào sức bền vật liệu để tính:

Khi điểm N ở vào đoạn AO',

$$\delta'_{NP} = \frac{Pb^2 l}{6EI}\left(3 - \frac{b}{l} - 3\frac{y'}{l}\right) \tag{4.55}$$

Khi điểm N ở vào đoạn AO,

$$\delta'_{NP} = \frac{Pb}{6EI}\left[2 - 3\frac{y'-a}{b} + \frac{(y'-a)^3}{b^3}\right] \tag{4.56}$$

Từ đó, ta có chuyển vị ngang ở điểm N, δ_{NP} là tổng của các công thức (4.53), (4.54), (4.55), hoặc tổng của các công thức (4.53), (4.54), (4.56).

Khi điểm N ở tại điểm A, Y' = a, thì từ công thức (4.55) hoặc (4.56) ta sẽ có:

$$\delta_{AP} = \frac{Pb^3}{3EI} \quad (4.57)$$

Do đó, từ các công thức (4.53), (4.55), (4.57) ta tìm được:

$$\delta_{AP} = P\delta_{HH} + 2P.b\delta_{HM} + Pb^2\delta_{MM} + \frac{Pb^3}{3EI} \quad (4.58)$$

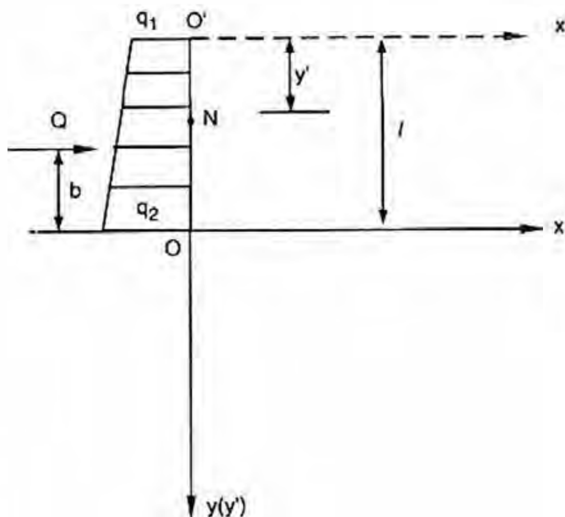
Dưới tác động của tải trọng hình thang (tương đương với áp lực nước, đất), chuyển vị ngang của tường chắn cũng có thể tìm được bằng cách tương tự:

Trong hình 4.18, hợp lực của tải trọng hình thang:

$$H_o = Q = \frac{1}{2}(q_1 + q_2)l$$

Cánh tay đòn của hợp lực cách mặt hố móng:

$$b = \frac{q_2 + 2q_1}{3(q_1 + q_2)}l, \quad M_o = Qb$$



Hình 4.28: Tường chắn dưới tác động của tải trọng hình thang

1) Tường chắn xem là thanh trên nền đàn hồi, sau khi điểm O tại mặt đáy hố móng chịu lực Q và mômen Qb, chuyển vị ngang của điểm O sẽ là:

$$x_o = Q\delta_{HH} + Qb\delta_{HM} \quad (4.59)$$

2) Tường chắn là thanh trên nền đàn hồi, sau khi điểm O tại mặt đáy hố móng chịu lực Q và mômen Qb, sẽ sinh ra góc xoay ϕ_o dẫn đến chuyển vị ngang ở điểm N:

$$\phi_o(l - y') = (Q\delta_{MH} + Qb\delta_{MM})(l - y') \quad (4.60)$$

Tương tự, ϕ_o lấy trị tuyệt đối theo ý nghĩa của bài toán.

3) Phần conson của tường chắn xem là dầm conson, dưới tác động của tải trọng áp lực đất hình thang, chuyển vị ngang sinh ra ở điểm N, từ sức bền vật liệu có thể biết là:

$$\delta_{Nq} = \frac{l^4}{120EI}\left\{5q_1\left[3-4\left(\frac{y'}{l}\right)+\left(\frac{y'}{l}\right)^4\right]+q_o\left[4-5\left(\frac{y'}{l}\right)+\left(\frac{y'}{l}\right)^5\right]\right\} \quad (4.61)$$

Từ công thức 4.59, 4.60, 4.61 có thể tìm được tổng chuyển vị ngang của điểm N là:

$$\Delta_{Np} = Q.\delta_{HH} + \left[Qb + Q(l-y')\right]\delta_{HM} + Qb(l-y')\,\delta_{MM} +$$

$$+\frac{l^4}{120EI}\left\{5q_1\left[3-4\left(\frac{y'}{l}\right)+\left(\frac{y'}{l}\right)^4\right]+q_o\left[4-5\left(\frac{y'}{l}\right)+\left(\frac{y'}{l}\right)^5\right]\right\} \quad (4.62)$$

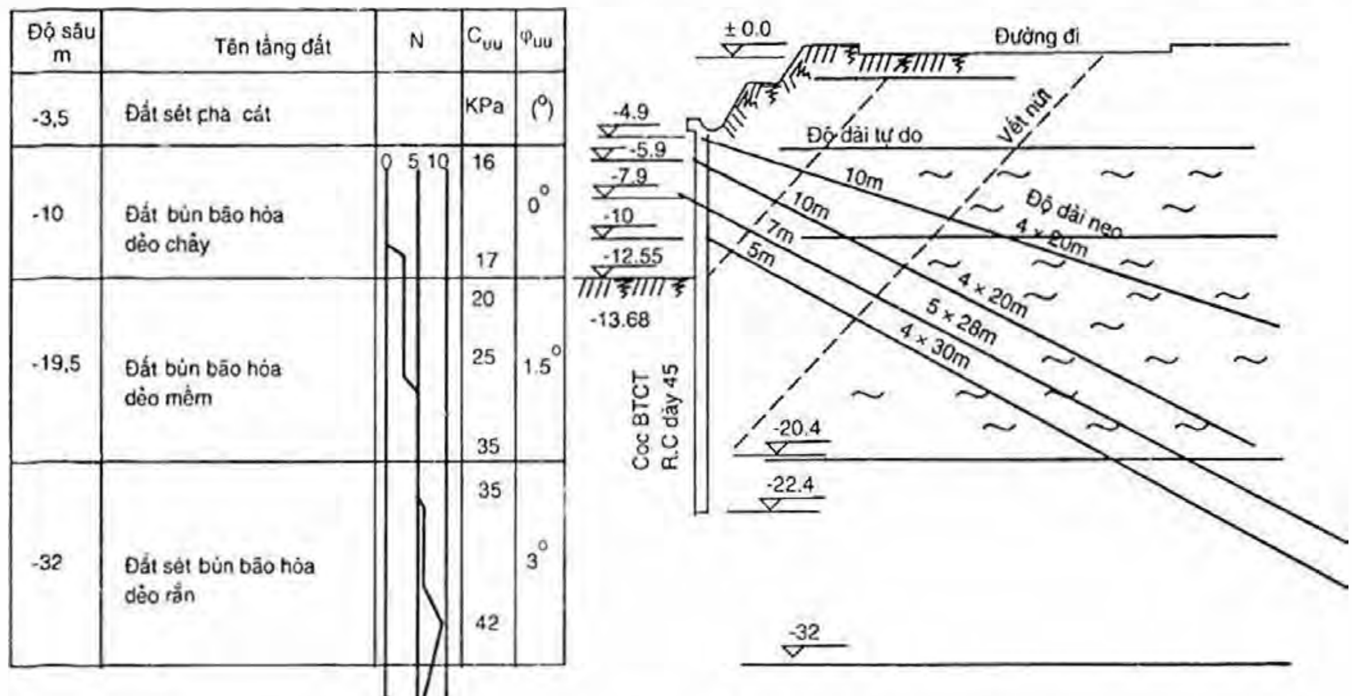
Trong đó: $Q = \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\,l$; $b = \frac{q_2 + 2q_1}{3(q_1 + q_2)}\,l$; $q_o = q_2 - q_1$.

Trong các công thức (4.53) - (4.58), khi cho P = 1, sẽ có thể lần lượt tìm ra hệ số δ_{aa}, δ_{bb}, δ_{cc}, δ_{ab}, δ_{ac}, δ_{bc} trong phương trình chính tắc. Đem hệ số vừa tìm thay vào công thức (4.51) là có thể liên tiếp tìm được các lực chưa biết R_a, R_b, R_c.

Ví dụ thực tế - Khách sạn Thái Bình Dương, Thượng Hải, hố móng dùng cọc bản bêtông cốt thép có neo đất đặt xiên (hình 4.29), hãy tính toán thiết kế theo phương pháp hệ số nền m.

1. Các dữ liệu cơ bản

Độ sâu đào hố móng 12,55m - 13,68m, ở gần đường giao thông chính, diện tích hố móng 120m × 80m, không có cách nào để dùng được tầng chống bên trong nên đã quyết định dùng cọc bản bêtông cốt thép dày 45cm, dùng 4 thanh neo kéo trong đất bằng dây cáp dự ứng lực, mặt cắt đào móng và tình trạng địa chất như hình 4.29 và bảng 4.11.



Độ sâu m	Tên tầng đất	N	C_{uu}	φ_{uu}
-3,5	Đất sét pha cát		KPa	(°)
-10	Đất bùn bão hòa dẻo chảy	0 5 10	16 17	0°
-19,5	Đất bùn bão hòa dẻo mềm		20 25 35	1.5°
-32	Đất sét bùn bão hòa dẻo rắn		35 42	3°

Hình 4.29: Mặt cắt hố móng và phân bố các lớp đất

Dùng phương pháp hệ số nền m để tính lực kéo của neo trong các giai đoạn đào đất rồi đối chiếu với kết quả thực đo tại công trình. Để có thể đơn giản hóa, ví dụ này chỉ giới thiệu quá trình tính toán ứng suất của giai đoạn đào đến -8,4m, các giai đoạn khác cũng lí luận như vậy nên lược bớt.

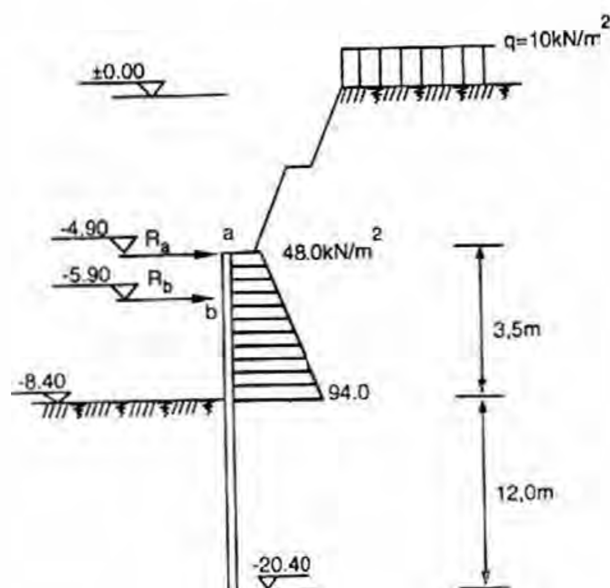
Bảng 4.11. Chỉ tiêu cơ lí của các lớp đất

Đánh số	Độ sâu (m)	Dung trọng ($kN.m^{-3}$)	Độ ẩm (%)	Hệ số rỗng	Cường độ chịu nén có nở hông q_u ($10kN.m^{-2}$)	Hệ số nén co a_{1-2}	Cắt phẳng		Ba trục		Tổng ứng suất
							c	φ (°)	C_{uu}	φ (°)	$10kN.m^{-2}$
1	-6,0	18	40	1,096	0,404	0,062	0	28,2	0,2	2,3	3,93
2	-8,5	17,5	49	1,316	0,274	0,089	0,06	18,5	0,14	1,4	3,06
3	-12,5	17,0	56	1,505	0,334	0,126	0,2	10,3	0,27	0	2,7
4	-10,0		54								
5	-10,0		51								

*2. **Tính lực kéo của tầng neo thứ nhất và thứ hai khi đào sâu đến -8,4m*** (hình 4.30)

(1) Chọn trị số của m. Khi tính theo phương pháp m đo thực tế tại bến tầu đóng cọc bản bêtông cốt thép ở Trần Đường Trang Thiên Tân m = 2400 kN/m^4; ở Ninh Ba, khi φ = 12°, c = 0 (đất yếu) đã lấy m = 2000 kN/m^4, khi tính gara ôtô ngầm tại quảng trường Nhân dân lấy m = 3000 kN/m^4, đất sau khi gia cố lấy m = 5000 kN/m^4, $\varphi_{của\ đất}$ = 8°, C = 10kPa. Công trình này lớp trên là đất bùn, N = 0 2, m nên lấy m = 500 kN/m^4 là tương đối hợp lí, tham khảo trị thực đo đất cùng loại của Nhật Bản thấy cơ bản là giống nhau, nên công trình này lấy trước là 500 kN/m^4 để tính toán.

(2) Tính các hệ số: Tính áp lực đất chủ động ở độ sâu -4,9m:



Hình 4.30: Tính áp lực đất lên tường chắn

Lấy $q = 10$ kN/m², $\varphi = 20^o$, $\gamma = 18$ kN/m³.

$$e_a = (q + \gamma h)\tan^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = (10 + 4{,}9 \times 18)\tan^2\left(45^o - \frac{20^o}{2}\right) \text{kN/m}^2 = 48{,}0 \text{ kN/m}^2$$

tại -8,4m lấy $\varphi = 15^o$, $\gamma = 17{,}5$ kN/m³:

$$e_a = (10 + 4{,}9 \times 18 + 3{,}5 \times 17{,}5)\tan^2\left(45^o - \frac{15^o}{2}\right) \text{kN/m}^2 = 94{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Lấy $m = 500$ kN/m⁴, cọc bản dày 45cm, lấy bề rộng tường là 1m:

$$EI = \frac{2{,}7 \times 10^7}{1{,}5} \times \frac{1}{12} \times 1 \times 0{,}45^3 \text{ kN.m}^2 = 0{,}013669 \times 10^7 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{500 \times 1}{0{,}013669 \times 10^7}} = 0{,}325573 \frac{1}{m}$$

$\alpha h = 0{,}325573 \times 12 = 3{,}9 > 2{,}5$, thuộc về cọc đàn hồi

Tra bảng 4-5 theo $\alpha h = 3{,}9$ được:

$$\frac{B_3D_4 - B_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = 2{,}4572$$

$$\frac{A_3D_4 - A_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = 1{,}6282$$

$$\frac{A_3C_4 - A_3C_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = 1{,}7522$$

Chuyển vị và góc xoay dưới tác dụng của lực đơn vị

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_3D_4 - B_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = \frac{1}{0{,}03451 \times 0{,}013669 \times 10^7} \times 2{,}4572\text{m} = 5{,}209 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_3D_4 - A_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = \frac{1{,}6282}{0{,}105998 \times 0{,}013669 \times 10^7} \times \text{m} = 1{,}124 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_3C_4 - A_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3} = \frac{1{,}7522}{0{,}325573 \times 0{,}013669 \times 10^7} \times \text{m} = 0{,}394 \times 10^{-4}\text{m}$$

(3) Tính các hệ số δ_{aa}, δ_{ab}, δ_{bb}, Δ_{ap} và Δ_{bp}

δ_{aa} :

$$x_o = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5{,}209 \times 10^{-4} + 3{,}5 \times 1{,}124 \times 10^{-4})\text{m} = 9.129 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$\varphi_o = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1{,}124 \times 10^{-4} + 3{,}5 \times 0{,}394 \times 10^{-4})\text{rad} = 2{,}503 \times 10^{-4}\text{rad}$$

Xem là dầm conson, ở điểm a, dưới tác động của P = 1 chuyển vị ngang của điểm a là:

$$\delta_{ap} = \frac{b^3}{3EI} = \frac{3{,}5^3}{3 \times 0{,}013669 \times 10^7} m = 1{,}046 \times 10^{-4} m$$

Vậy:

$$\delta_{aa} = x_o + \varphi\, b + \delta_{ap} = (9{,}129 \times 10^{-4} + 2{,}503 \times 10^{-4} + 1{,}046 \times 10^{-4})m = 18{,}94 \times 10^{-4} m$$

δ_{ab}:

$$x_o = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5{,}209 \times 10^{-4} + 1{,}124 \times 10^{-4} \times 2{,}5)m = 8{,}019 \times 10^{-4} m$$

$$\varphi_o = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1{,}124 \times 10^{-4} + 0{,}394 \times 10^{-4} \times 2{,}5)rad = 2{,}109 \times 10^{-4} rad$$

$$\delta_{ap} = \frac{Pb^2 l}{6EI}\left(3 - \frac{b}{l} - 3\frac{y'}{l}\right) = \frac{1 \times 2{,}5^2 \times 3{,}5}{6 \times 0{,}013669 \times 10^7} \cdot \left(3 - \frac{2{,}5}{3{,}5} - 3 \times \frac{0}{3{,}5}\right)m$$

$$= 0{,}609 \times 10^{-4} m$$

$$\delta_{ab} = x_o + \varphi_o b + \delta_{ap} = (8{,}019 \times 10^{-4} + 2{,}109 \times 10^{-4} \times 3{,}5 + 0{,}609 \times 10^{-4})m$$

$$= 16{,}010 \times 10^{-4} m$$

δ_{ba}:

$$x_o = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5{,}209 \times 10^{-4} + 1{,}124 \times 10^{-4} \times 3{,}5)m = 9{,}143 \times 10^{-4} m$$

$$\varphi_o = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1{,}124 \times 10^{-4} + 0{,}394 \times 10^{-4} \times 3{,}5)rad = 2{,}503 \times 10^{-4} rad$$

$$\delta_{bp} = \frac{Pb^3}{6EI}\left[2 - 3\frac{y' - a}{b} + \frac{(y' - a)^3}{b^3}\right] = \frac{1 \times 3{,}5^3}{6 \times 0{,}013669 \times 10^7}\left[2 - 3 \times \frac{1}{3{,}5} + \frac{1}{3{,}5^3}\right]m$$

$$= 0{,}609 \times 10^{-4} m$$

$$\delta_{ba} = x_o + \varphi_o b + \delta_{bp} = (9{,}143 \times 10^{-4} + 2{,}503 \times 10^{-4} \times 2{,}5 + 0{,}609 \times 10^{-4})m$$

$$= 16.010 \times 10^{-4} m$$

δ_{bb}:

$$x_o = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5{,}209 \times 10^{-4} + 1{,}124 \times 10^{-4} \times 2{,}5)m = 8{,}019 \times 10^{-4} m$$

$$\varphi_o = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1{,}124 \times 10^{-4} + 0{,}394 \times 10^{-4} \times 2{,}5)rad = 2{,}109 \times 10^{-4} rad$$

$$\delta_{bp} = \frac{Pb^3}{3EI} = \frac{1 \times 2{,}5^3}{3 \times 0{,}013669 \times 10^7} m = 0{,}381 \times 10^{-4} m$$

$$\delta_{bb} = x_o + \varphi_o b + \delta_{bp} = (8{,}019 \times 10^{-4} + 2{,}109 \times 10^{-4} \times 2{,}5 + 0{,}381 \times 10^{-4})m$$

$$= 13{,}673 \times 10^{-4} m$$

Lợi dụng các công thức từ (4.59) đến (4.62) để tìm chuyển vị theo chiều R_a, R_b dưới tác động của áp lực đất:

Δ_{ap}:

$$H_o = \frac{1}{2}(48 + 94) \times 3,5kN = 248,5kN$$

$$M_o = \frac{1}{6}(2 \times 48 + 94) \times 3,5^2 kN.m = 387,92kN.m$$

$$x_o = H_o\delta_{HH} + M_o\delta_{HM} = (248,5 \times 5,209 \times 10^{-4} + 387,92 \times 1,124 \times 10^{-4})m$$
$$= 1730,45 \times 10^{-4}m$$

$$\varphi_o = H_o\delta_{MH} + M_o\delta_{MM} = (248,5 \times 1,124 \times 10^{-4} + 387,92 \times 0,394 \times 10^{-4})rad$$
$$= 432,15 \times 10^{-4}rad$$

Xem là dầm công xôn, tính chuyển vị của điểm a dưới tác dụng của tải trọng áp lực đất hình thang theo công thức (4-61):

$$\delta_{ap} = \frac{l^4}{120EI}\left\{5q_1\left[3 - 4\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^4\right] + q_o\left[4 - 5\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^5\right]\right\}$$

$$= \frac{3,5^4}{120 \times 0,013669 \times 10^7} \cdot \left\{5 \times 48\left[3 - 4 \times \frac{0}{3,5} + 0\right] + 46\left[4 - 0 + 0\right]\right\}m$$

$$= 82,703 \times 10^{-4}m$$

$$\Delta_{ap} = x_o + \varphi_o b + \delta_{ap} = (1730,45 \times 10^{-4} + 432,15 \times 10^{-4} \times 3,5)m =$$
$$= 3325,678 \times 10^{-4}m$$

Δ_{bp}:

$$x_o = 1730,45 \times 10^{-4}m$$

$$\varphi_o = 432,15 \times 10^{-4}rad$$

$$\delta_{bp} = \frac{l^4}{120EI}\left\{5q_1\left[3 - 4\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^4\right] - q_o\left[4 - 5\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^5\right]\right\}$$

$$= \frac{3,5^4}{120 \times 0,013669 \times 10^7} \cdot \left\{5 \times 48\left[3 - 4 \times \frac{1}{3,5} + \left(\frac{1}{3,5}\right)^4\right] + 46\left[4 - 5 \times \frac{1}{3,5} + \left(\frac{1}{3,5}\right)^5\right]\right\}m$$

$$= 52,118 \times 10^{-4}m$$

$$\Delta_{bp} = x_o + \varphi_o b + \delta_{bp} = (1730,45 \times 10^{-4} + 432,15 \times 10^{-4} \times 2,5 + 52,118 \times 10^{-4})m$$
$$= 2862,943 \times 10^{-4}m$$

(4) Tìm phản lực thanh chống R_a, R_b: đem các hệ số nói trên thay vào phương trình (4.51) được:

$$\left.\begin{aligned} 18,94 \times 10^{-4}R_a + 16,01 \times 10^{-4}R_b - 3325,68 \times 10^{-4} = 0 \\ 16,01 \times 10^{-4}R_a + 13,67 \times 10^{-4}R_b - 2862,943 \times 10^{-4} = 0 \end{aligned}\right\}$$

Để thuận cho việc tính toán, hệ số hai vế của phương trình nói trên sẽ nhân với 10^4, giải phương trình 2 ẩn số nói trên:

$$\Delta = \begin{vmatrix} 18,94 & 16,01 \\ 16,01 & 13,67 \end{vmatrix} = 258,97 - 256,32 = 2,59$$

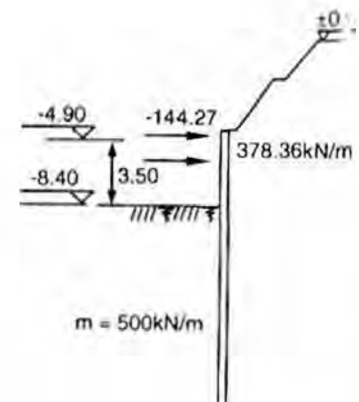
$$\Delta R_a = \begin{vmatrix} 3325,68 & 16,01 \\ 2862,943 & 13,67 \end{vmatrix} = 45462,046 - 45835,72 = -373,674$$

$$\Delta R_b = \begin{vmatrix} 18,94 & 3325,68 \\ 16,01 & 2862,94 \end{vmatrix} = 54224,08 - 53244,14 = 979,94$$

$$R_a = \frac{\Delta R_a}{\Delta} = \frac{-373,674}{2,59}\ \text{kN/m} = -144,27\ \text{kN}$$

$$R_b = \frac{\Delta R_b}{\Delta} = \frac{979,94}{2,59}\ \text{kN/m} = 378,36\ \text{kN}$$

Hình 4.31 là phản lực tìm được của tầng chống thứ nhất và tầng chống thứ hai khi đào sâu đến -8,4m với m = 500 kN/m^4, cũng tức là lực kéo của neo. Từ kết quả tính toán cho thấy, sau khi chống căng tầng thanh chống thứ hai, tầng thanh chống thứ nhất hoàn toàn lỏng ra, biến dạng ở đỉnh cọc xuất hiện chuyển dịch theo chiều âm, nhưng khi độ cứng của cọc bản không lớn sẽ xuất hiện quá trình tự động điều chỉnh, tức là phân phối lại ứng suất, vùng ứng suất cao chuyển sang vùng ứng suất thấp, cuối cùng đạt được cân bằng, do đó, khi thực đo thì chênh lệch chịu lực giữa hai tầng neo trên dưới là không lớn.



Hình 4-31: *Sơ đồ lực trục thanh chống*

(5) Tìm mômen uốn: Sau khi tìm được phản lực thanh chống thì tính lực cắt và mômen uốn của cọc bản tại mặt đáy hố móng:

$$H_o = \left[\frac{1}{2}(48 + 94) \times 3,5 + 144,27 - 378,36\right]\ \text{kN} = 14,41\text{kN}$$

$$M_o = \left[\frac{1}{6}(2 \times 48 + 94) \times 3,5^2 + 144,27 \times 3,5 - 378,36 \times 2,5\right]\ \text{kN.m} = -53,04\text{kN.m}$$

Tính chuyển dịch của cọc bản tại mặt đáy hố móng:

$$x_o = H_o\delta_{HH} + M_o\delta_{HM} = (14,41 \times 5,209 \times 10^{-4} - 53,04 \times 1,124 \times 10^{-4})\text{m}$$
$$= 15,44 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$\varphi_o = -(H_o\delta_{MH} + M_o\delta_{MM}) = -(14,41 \times 1,124 \times 10^{-4} + 53,04 \times 0,394 \times 10^{-4})\text{rad}$$
$$= 4,7 \times 10^{-4}\text{rad}$$

Tính mômen uốn tại các độ sâu z bên dưới mặt đáy hố móng có thể dùng công thức (4.29):

$$M_z = \alpha^2 EI\left(x_o A_3 + \frac{\varphi_o}{\alpha} B_3 + \frac{M_o}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_o}{\alpha^3 EI} D_3 \right)$$

Quá trình tính toán xem bảng 4.12.

Bảng 4.12. Tính M_z từ mặt đáy hố móng trở xuống

$\bar{h} = \alpha z$	z/m	$\alpha^2 EI$	x_o	A_3	4 × 5	$\frac{\varphi}{\alpha}$	B_3	7 × 8
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	14488	0,001544	0,000000	0,000000	0,001443	0,000000	0,000000
0,5	1,54	14488	0,001544	-0,02083	-0,000032	0,001443	-0,00521	-0,000008
1,0	3,07	14488	0,001544	-0,16652	-0,000257	0,001443	-0,03329	-0,000120
1,5	4,61	14488	0,001544	-0,55870	-0,000863	0,001443	-0,42039	-0,000607
2,0	6,14	14488	0,001544	-1,29535	-0,002000	0,001443	-1,31361	-0,001896
2,6	7,99	14488	0,001544	-2,62126	-0,004047	0,001443	-3,59987	-0,005195
3,0	9,21	14488	0,001544	-3,54058	-0,005467	0,001443	-5,99979	-0,008658
3,5	10,75	14488	0,001544	-3,91921	-0,006051	0,001443	-9,54367	-0,013772
4,0	12,29	14488	0,001544	-1,61428	-0,002492	0,001443	-11,73066	-0,016930

$\frac{M_o}{\alpha^2 EI}$	C_3	10 × 11	$\frac{H_o}{\alpha^3 EI}$	D_3	13 × 14	6+9+12+15	M_z = 3 × 16
10	11	12	13	14	15	16	17
-0,003661	1,00000	-0,003661	0,003055	0,00000	0,00000	-0,003661	-53,04
-0,003661	0,99922	-0,003658	0,003055	0,49991	0,001527	-0,002171	-31,45
-0,003661	0,97501	-0,003570	0,003055	0,99445	0,003038	-0,000909	-13,17
-0,003661	0,81054	-0,002967	0,003055	1,43680	0,004389	-0,000048	-0,70
-0,003661	0,20676	-0,000757	0,003055	1,64628	0,005029	0,000376	5,45
-0,003661	-1,87734	0,006873	0,003055	0,91679	0,002800	0,000431	6,24
-0,003661	-4,68788	0,017162	0,003055	-0,89126	-0,002723	0,000314	4,55
-0,003661	-10,34040	0,037856	0,003055	-5,85402	-0,017880	0,000153	2,22
-0,003661	-17,91860	0,065600	0,003055	-15,07550	-0,046060	0,000118	1,71

Tính M ở các điểm từ mặt đáy hố móng trở lên.

$M_{.4,9} = 0;$

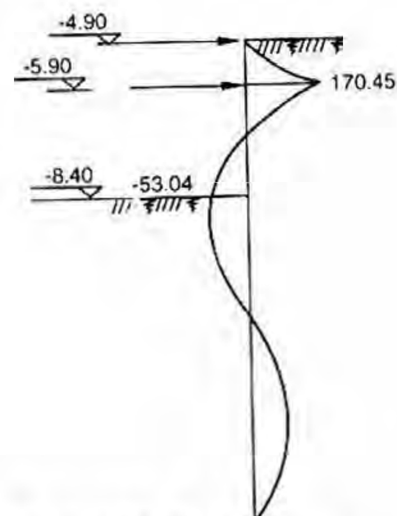
$$M_{.5,9} = \left[\frac{1}{6}(2 \times 48 + 61,1) \times 10^2 + 144,27 \times 1,0\right] \text{kN.m} = 170,45\text{kN.m}$$

$$M_{.6,9} = \left[\frac{1}{6}(2 \times 48 + 74,3) \times 2,0^2 + 144,27 \times 2,0 - 378,36 \times 1,0\right] \text{kN.m} = 23,71\text{kN.m}$$

$$M_{.8,4} = \left[\frac{1}{6}(2 \times 48 + 94) \times 3,5^2 + 144,27 \times 3,5 - 378,36 \times 2,5\right] \text{kN.m} = -53,03\text{kN.m}$$

Sơ đồ mômen của kết quả tính toán như hình 4.32.

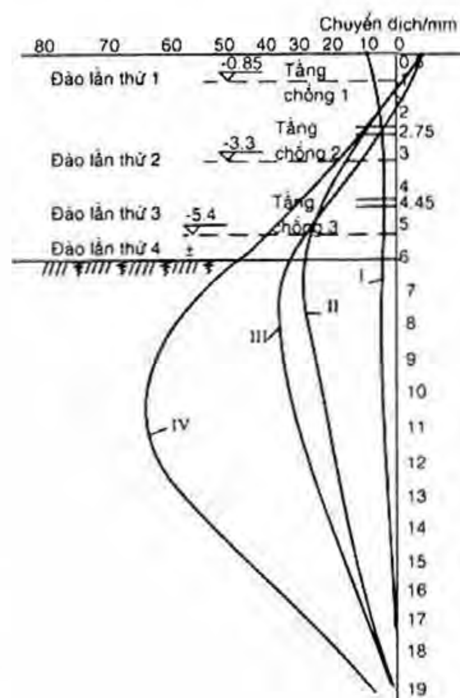
Khi tính toán trong ví dụ này chưa kể đến biến dạng ban đầu của mỗi giai đoạn đào hố, cũng tức là trong công thức tính Δ_{ap} và Δ_{bp} còn phải tăng thêm biến dạng do một giai đoạn đào gây ra mà ở đây đã lược bớt đi. Cũng lí luận như trên, có thể tính được phản lực và mômen của tầng chống thứ ba và thứ tư, sau đó vẽ ra biểu đồ bao và ta sẽ tìm được phản lực lớn nhất và mômen lớn nhất tại mặt cắt thân cọc ở mỗi giai đoạn đào, rồi căn cứ vào đó mà thiết kế mặt cắt cọc bản và thanh chống hoặc thanh neo.



Hình 4.32. Sơ đồ mômen của tường chắn

4.4.4. Phương pháp tính có kể đến quá trình đào

Trên đây đã giới thiệu phương pháp tính kết cấu chắn giữ có nhiều tầng chống, phần lớn là dựa trên cơ sở của lí luận cọc bản, không kể đến quá trình đào đất, hệ thống chống hình như là đã tồn tại từ trước khi đào rồi, cũng tức là không kể đến sự thay đổi của phản lực thanh chống và biến dạng của kết cấu theo quá trình đào đất. Trên thực tế, nội lực và biến dạng của kết cấu chắn giữ có nhiều thanh chống biến đổi theo quá trình đào đất. Như hình 4.33 là sơ đồ biến dạng cọc bản thép có ba tầng chống ở khách sạn Hoa Viên Thượng Hải, các tầng chống được đặt theo quá trình đào đất. Các đường cong trong hình là thể hiện lần lượt của các giai đoạn thi công:



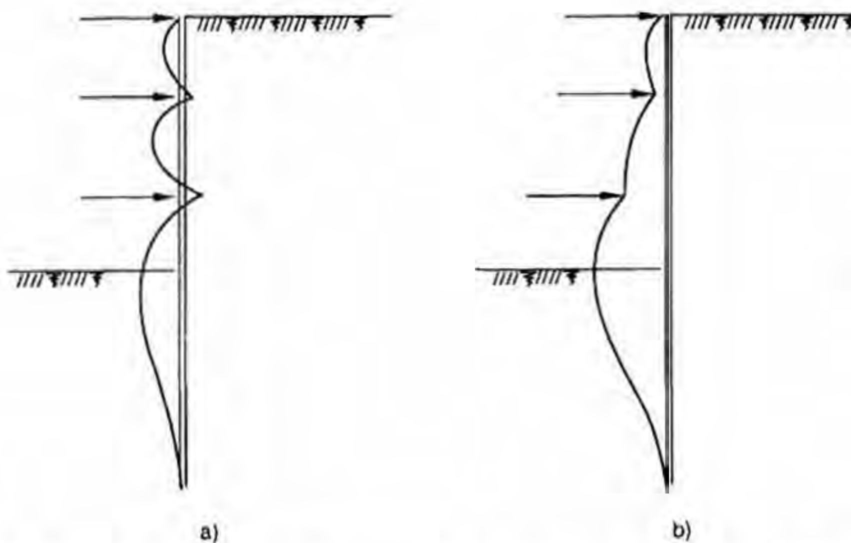
Hình 4.33: Sơ đồ biến dạng của cọc bản thép

Đường cong I: Số liệu đo được khi đào lần thứ 1 đến độ sâu - 0,85m.

Đường cong II: Đường cong biến dạng của cọc bản thép khi đào giai đoạn thứ 2 đến độ sâu -3,3m sau khi đã lắp tầng chống thứ hai và đã kích căng.

Đường cong thứ IV: Đường cong biến dạng của cọc bản thép khi đào giai đoạn thứ 4 đến độ sâu -6,15m sau khi đã lắp tầng chống thứ ba và kích căng. Biến dạng lớn nhất ở độ sâu dưới mặt đào 4m với chuyển dịch lớn nhất 68mm.

Trong quá trình đào, nếu đào đến cốt thiết kế mà chưa kịp đặt chống thì thân cọc sẽ sinh ra biến dạng ban đầu, quá trình này ảnh hưởng rất lớn đối với nội lực thân cọc, thậm chí làm cho mômen đổi chiều Hình 4.34a là sơ đồ mômen thân cọc tính theo phương pháp dầm liên tục, tức không kể đến ảnh hưởng chuyển dịch ban đầu của thân cọc trong quá trình đào. Hình 4.34b là sơ đồ mômen thân cọc tính theo phương pháp "m" sau khi có kể đến ảnh hưởng của quá trình đào. Có thể thấy hai loại khác biệt rất nhiều, còn mặt cắt nguy hiểm lại ở gần với cốt cao độ đáy hố.

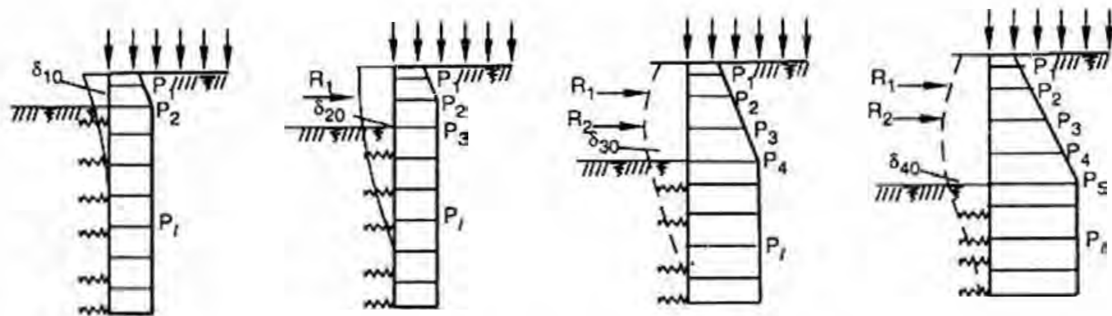


Hình 4.34 : Sơ đồ mômen thân tường từ các phương pháp tính khác nhau

Dưới đây sẽ giới thiệu phương pháp tính tường chắn nhiều tầng chống có kể đến quá trình đào đất, tức là có kể đến ảnh hưởng đối với phản lực thanh chống, nội lực, chuyển vị thân cọc của quá trình thi công đào đất theo từng bước, phương pháp tính đường cong võng.

Cọc bị chuyển dịch dưới tác dụng tổng hợp của áp lực đất theo chiều ngang, phản lực thanh chống và phản lực đàn hồi của đất ở bên dưới mặt đào. Quá trình phát triển của chuyển dịch và áp lực đất theo chiều ngang như thể hiện trên hình 4.35.

Trên hình, δ_{10}, δ_{20}, δ_{30} lần lượt là chuyển dịch ban đầu của thân cọc ở vị trí tương ứng trước khi lắp các loạt chống thứ nhất, thứ hai và thứ ba. P_1 là áp lực ngang quá tải trong đất từ bên dưới mặt đào do trọng lượng đất bên trên mặt đào gây ra của từng giai đoạn đào. Quá trình tính theo từng bước tức là trong mỗi giai đoạn đào phải tính ra chuyển dịch ban đầu δ_{10} của cọc ở vị trí dự định sẽ chống của giai đoạn đào tiếp sau rồi đưa vào bước tính tiếp sau. Lấy chuyển dịch ở các chỗ chống của cọc tính ra được ở giai đoạn cuối cùng trừ đi chuyển dịch ban đầu tương ứng sẽ có lượng nén co đàn hồi thực tế của các chống và nhờ vậy tính ra được phản lực của thanh chống, cuối cùng từ đó có thể tìm ra nội lực và biến dạng tại các mặt cắt thân cọc.



Hình 4.35: Chuyển vị của cọc chắn giữ và quá trình phát triển áp lực ngang của đất

4.4.4.1. Nguyên lí tính toán

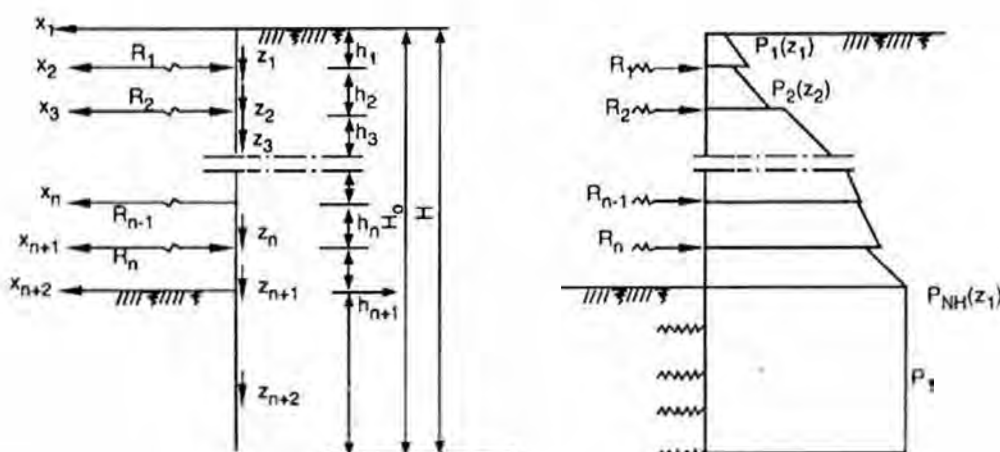
Khi cọc chịu tác động đồng thời của áp lực ngang của đất và phản lực đàn hồi của đất, phương trình vi phân đường cong uốn của cọc tính theo phương pháp "m" được biểu diễn bằng:

$$EI\frac{d^4x}{dz^4} = -mzx + P(z) \tag{4.63}$$

Trong đó: P(z) - Hàm số phân bố áp lực ngang của đất.

Đối với phần cọc ở bên trên mặt đào, m = 0, thì phương trình vi phân đường cong của nó là:

$$EI\frac{d^4x}{dz^4} = P(z) \tag{4.64}$$



Hình 4.36: Sơ đồ tính toán

Trong trường hợp có chống, để tránh phiền phức khi phải giải phương trình vi phân ta có thể chia cọc thành nhiều đoạn rồi lần lượt thiết lập các phương trình vi phân đường cong sau đó lần lượt giải phương trình.

Trong trường hợp có n tầng thanh chống như hình 4.36, có thể chia cọc ra thành n + 2 đoạn. Tại đỉnh cọc, tại các vị trí chống và tại chỗ mặt đào mỗi nơi lập một hệ tọa độ, thì phương trình vi phân đường cong của các đoạn có thể biểu thị là:

$$\left.\begin{aligned}
&EI\frac{d^4x_1}{dz_1^4} = P_1(z_1) \quad (0 \le z_1 \le h_1)\\
&EI\frac{d^4x}{dz_2^4} = P_2(z_2) \quad (0 \le z_2 \le h_2)\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&EI\frac{d^4x_{n+1}}{dz_{n+1}^4} = P_{n+1}(z_{n+1}) \quad (0 \le z_{n+1} \le h_{n+1})\\
&EI\frac{d^4x_{n+2}}{dz_{n+2}^4} = -mz_{n+2}\,x_{n+2} + P_l \quad (0 \le z_{n+2} \le l)
\end{aligned}\right\} \quad (4.65)$$

Trong đó:

$P_i(z_i)$ - hàm số phân bố áp lực bên của đất trên đoạn cọc thứ i;

P_l - áp lực bên của đất ở bên dưới mặt hố đào do trọng lượng bản thân của đất bên trên mặt hố đào gây ra.

Nghiệm và đạo hàm các cấp của phương trình vi phân (4.65) có thể biểu diễn bằng:

$$\left.\begin{aligned}
&\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_1' \\ x_1'' \\ x_1''' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & z_1 & z_1^2 & z_1^3 \\ & 1 & 2z_1 & 3z_1^2 \\ & & 2 & 6z_1 \\ & & & 6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ a_{13} \\ a_{14} \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} X_1(z_1) \\ \Phi_1(z_1) \\ M_1(z_1) \\ Q_1(z_1) \end{Bmatrix}\\
&\begin{Bmatrix} x_{n+1} \\ x_{n+1}' \\ x_{n+1}'' \\ x_{n+1}''' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & z_{n+1} & z_{n+1}^2 & z_{n+1}^3 \\ & 1 & 2z_{n+1} & 3z_{n+1}^2 \\ & & 2 & 6z_{n+1} \\ & & & 6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{n+1,1} \\ a_{n+1,2} \\ a_{n+1,3} \\ a_{n+1,4} \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} X_{n+1}(z_{n+1}) \\ \Phi_{n+1}(z_{n+1}) \\ M_{n+1}(z_{n+1}) \\ Q_{n+1}(z_{n+1}) \end{Bmatrix}\\
&\begin{Bmatrix} x_{n+1} \\ x_{n+2}' \\ x_{n+2}'' \\ x_{n+2}''' \end{Bmatrix} = +\frac{1}{EI} \begin{bmatrix} \frac{B_x}{\alpha^2} & \frac{A_x}{\alpha^3} & \frac{E_x}{\alpha^4} \\ \frac{B_\phi}{\alpha} & \frac{A_\phi}{\alpha^2} & \frac{E_\phi}{\alpha^3} \\ \frac{B_m}{1} & \frac{A_m}{\alpha} & \frac{E_m}{\alpha^2} \\ \alpha B_Q & A_Q & \frac{E_Q}{\alpha} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_o \\ Q_o \\ P_l \end{Bmatrix}
\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}66)$$

Trong đó:

a_{11} - $a_{n+1,4}$ là hằng số tích phân sẽ xác định;

$X_i(z_i)$, $\phi_i(z_i)$, $M_i(z_i)$, $Q_i(z_i)$ gọi là hàm số tải trọng, $X_i(z_i)/EI$, $\phi_i(z_i)/EI$ lần lượt biểu thị là chuyển vị ngang và góc xoay do tác động áp lực bên của đất trong phạm vi từ điểm gốc đến điểm z_i gây ra đối với cọc tại mặt cắt z_i, $M_i(z_i)$, $Q_i(z_i)$ lần lượt biểu thị là mômen và lực cắt tương ứng.

Trị hàm số tải trọng thường gặp khi tải trọng tác động lên cọc được liệt kê trong bảng 4.13, có thể tra bảng để sử dụng.

Bảng 4.13. Hàm số tải trọng

	Tải trọng theo chiều vuông góc $q/kN.m^{-1}$						
	Phân bố hình thang	Phân bố đều	Phân bố tam giác	Bộ phận phân bố đều	Phân bố đường cong bậc 2	Phân bố đường cong bậc 4	Tập trung
Cọc	O, q_1, q_2, h, z	O, q, h, z	O, q, h, z	O, q, h_1, h_2, z	O, q_1, q_2, q_3, h, h/2, h/2, z	O, q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, h, h/4, h/4, h/4, h/4, z	O, c, h, z
Q (z)	$\frac{h}{2}(q_1+q_2)$	qh^2	$\frac{1}{2}qh$	$q(h_1 - h_2)$	$\frac{h}{6}(q_1+4q_2+q_3)$	$\frac{h}{90}(7q_1+32q_2+$ $12q_3+32q_4+7q_5)$	P
M (z)	$\frac{h^2}{6}(2q_1+q_2)$	$\frac{1}{2}qh^2$	$\frac{1}{6}qh^2$	$\frac{1}{2}q(h_1^2-h_2^2)$	$\frac{h^2}{6}(q_1+2q_2)$	$\frac{h^2}{90}(7q_1+24q_2$ $+6q_3+8q_4)$	Ph
ϕ (z)	$\frac{h^3}{24}(3q_1+q_2)$	$\frac{1}{6}qh^3$	$\frac{1}{24}qh^3$	$\frac{1}{6}q(h_1^3-h_2^3)$	$\frac{h^3}{120}(9q_1+12q_2-q_3)$	$\frac{h^3}{2520}(93q_1+272q_2$ $+12q_3+48q_4-5q_5)$	$\frac{1}{2}Ph^2$
X (z)	$\frac{h^4}{120}(4q_1+q_2)$	$\frac{1}{24}qh^4$	$\frac{1}{120}qh^4$	$\frac{1}{24}q(h_1^4-h_2^4)$	$\frac{h^3}{360}(8q_1+8q_2-q_3)$	$\frac{h^4}{7560}(88q_1+224q_2$ $-24q_3+32q_4-5q_5)$	$\frac{1}{6}Ph^3$

B_x, B_ϕ, B_m, B_Q, A_x, A_ϕ, A_m, A_Q, E_x, E_ϕ, E_m, E_Q... là các hệ số không thứ nguyên tính theo phương pháp "m", có thể tra trong các sổ tay hữu quan. α là hệ số biến dạng của cọc tính theo phương pháp "m". M_o và Q_o lần lượt là mômen và lực cắt của cọc ở chỗ mặt đào đất, sẽ xác định sau.

Hằng số tích phân a_{11} - $a_{n+1,4}$ trong biểu thức (4.66) và M_o, Q_o có thể xác định được bằng các điều kiện biên của đỉnh cọc, điều kiện liên tục biến dạng của cọc ở các điểm chống và ở chỗ mặt đào và điều kiện cân bằng lực, từ đó có thể xác định được phương trình đường cong của thân cọc. Đồng thời từ chuyển vị của cọc tại các điểm chống có thể tìm được phản lực chống tương ứng. Trong mỗi giai đoạn đào đều theo phương pháp

nói trên đây để tìm phương trình đường cong của các đoạn cọc, rồi từ đó tìm ra chuyển dịch của cọc ở vị trí dự định đặt tầng chống sau và dùng chúng làm chuyển dịch ban đầu của tầng chống ấy khi tính giai đoạn sau v.v..., cho đến phản lực thanh chống của biến dạng thân cọc tính được của giai đoạn đào đất cuối cùng, tức là đã kể đến kết quả tính toán của quá trình đào đất.

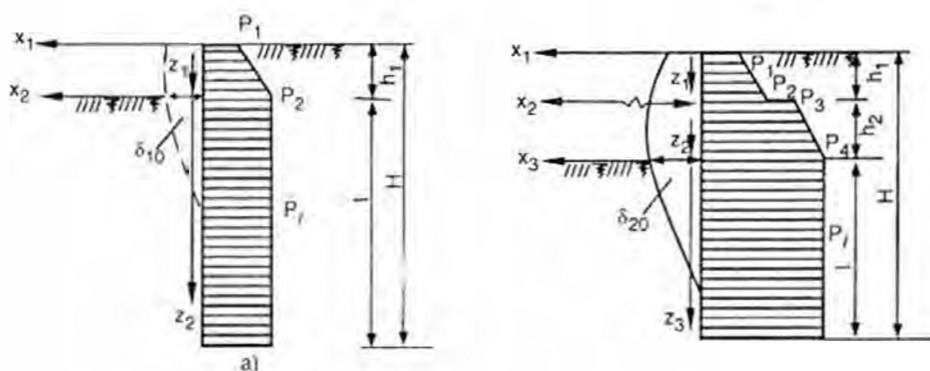
4.4.4.2. Thiết lập tổ phương trình ma trận của các giai đoạn và tính chuyển dịch ban đầu của thanh chống

Giai đoạn thứ nhất, do vẫn còn chưa lắp thanh chống, có thể chia cọc thành 2 đoạn để xem xét, cho độ đào sâu của giai đoạn thứ nhất là h_1, thì khi đó chuyển vị thân cọc và áp lực bên của đất như hình 4.37a: Căn cứ vào nghiệm và đạo hàm các cấp của phương trình đường cong của cọc, đồng thời, xét đến điều kiện liên tục biến dạng của điểm 1 (ở chỗ mặt đào) và điều kiện cân bằng tĩnh ta sẽ thu được tổ phương trình biểu thị bằng hình thức ma trận (4.67):

$$\begin{bmatrix} 1 & h_1 & -\dfrac{B_{x_o}}{\alpha^2 EI} & -\dfrac{A_{x_o}}{\alpha^3 EI} \\ & 1 & -\dfrac{B_{\varphi_o}}{\alpha EI} & -\dfrac{A_{\phi_o}}{\alpha^2 EI} \\ & & -\dfrac{1}{EI} & 0 \\ & & & -\dfrac{1}{EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ M_o \\ Q_o \end{Bmatrix} = -\frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} Z_1 - \dfrac{E_{x_o}}{\alpha^4} P_1 \\ \Phi_1 - \dfrac{E_{x_o}}{\alpha^3} P_l \\ M_1 \\ Q_1 \end{Bmatrix} \tag{4-67}$$

Giải tổ phương trình (4.67) ta tìm được a_{11}, a_{12} và Q_o, M_o đồng thời có thể tìm được chuyển dịch của cọc ở chỗ đào đất $[x_1]z_1 = h_1$, nó chính là chuyển dịch ban đầu δ_{10} ở chỗ tầng chống thứ nhất, tức:

$$\delta_{10} = [x_1]_{z_1 = h_1} = a_{11} + h_1 a_{12} + \frac{1}{EI} X_1 \tag{4.68}$$



Hình 4.37: Sơ đồ tính toán giai đoạn đào thứ nhất, thứ hai
a) Giai đoạn thứ nhất; b) Giai đoạn thứ hai

Giai đoạn thứ hai như hình 4.37b, sau khi lắp xong tầng thanh chống thứ nhất, xem thanh chống là thanh đàn hồi có độ cứng nhất định. Đồng thời với việc tiến hành đào đất, áp lực bên của đất vào cọc cũng theo đó mà tăng lên, đồng thời tiếp tục gây ra biến dạng trên cơ sở của biến dạng giai đoạn một, khi đó chống bắt đầu tham gia làm việc. Tương tự, căn cứ vào nghiệm phương trình đường cong, đạo hàm các cấp của các đoạn cọc, đồng thời kể đến điều kiện liên tục biến dạng của điểm 1, điểm 2 và điều kiện cân bằng tĩnh ta tìm được tổ phương trình biểu thị bằng ma trận:

$$\begin{bmatrix}
1 & h_1 & -1 & & & & & \\
0 & 1 & 0 & -1 & & & & \\
 & 0 & 0 & 0 & -2 & & & \\
 & & -\frac{1}{EI} & 0 & 0 & -6 & & \\
 & & 1 & h_2 & h_2^2 & h_2^3 & \frac{B_{xo}}{\alpha^2 EI} & -\frac{A_{xo}}{\alpha^3 EI} \\
 & & & 1 & 2h_2 & 3h_2^2 & -\frac{B_{\varphi o}}{\alpha EI} & \frac{A_{\varphi o}}{\alpha^2 EI} \\
 & & & & 2 & 6h_2 & -\frac{1}{EI} & 0 \\
 & & & & & 6 & 0 & -\frac{1}{EI}
\end{bmatrix}
\begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ a_{21} \\ a_{22} \\ a_{23} \\ a_{24} \\ M_o \\ Q_o \end{Bmatrix}
= -\frac{1}{EI}
\begin{Bmatrix} X_1 \\ \Phi_1 \\ M_1 \\ Q_1 + K_1\delta_{10} \\ X_2 - \frac{E_{xo}}{\alpha^4} P_l \\ \Phi_2 - -\frac{E_{\varphi o}}{\alpha^3} P_l \\ M_2 \\ Q_2 \end{Bmatrix} \quad \ldots \tag{4.69}$$

Sau khi tìm được a_{11} - a_{24} vào M_o, Q_o sẽ tìm được nội lực và biến dạng của thân cọc, và tính được chuyển dịch ban đầu δ_{20} ở vị trí dự định đặt tầng chống thứ hai:

$$\delta_{20} = [x_2]_{z_2 = h_2} = [x_3]_{z_3} = 0$$

Tức:

$$\delta_{20} = a_{21} + h_2 a_{22} + h_2^2 a_{23} + h_2^3 a_{24} + \frac{X_2}{EI} \tag{4.70}$$

Tương tự, phương trình ma trận giai đoạn thứ ba của tầng chống thứ hai là:

$$\begin{bmatrix}
1 & h_1 & -1 & & & & & & & & & \\
 & 1 & 0 & -1 & & & & & & & & \\
 & 0 & 0 & 0 & -2 & & & & & & & \\
 & & -\frac{K_1}{EI} & 0 & 0 & -6 & & & & & & \\
 & & 1 & h_2 & h_2^2 & h_2^3 & -1 & & & & & \\
 & & & 1 & 2h_2 & 3h_2^2 & 0 & -1 & & & & \\
 & & & & 2 & 6h_2 & 0 & 0 & -2 & & & \\
 & & & & & 6 & -\frac{K_2}{EI} & 0 & 0 & -6 & & \\
 & & & & & & 1 & h_3 & h_3^2 & h_3^3 & \frac{B_{xo}}{\alpha^2 EI} & -\frac{A_{XO}}{\alpha^3 EI} \\
 & & & & & & & 1 & 2h_3 & 3h_3^2 & -\frac{B_{\varphi o}}{\alpha EI} & \frac{A_{\varphi o}}{\alpha^2 EI} \\
 & & & & & & & & 2 & 6h_3 & -\frac{1}{EI} & 0 \\
 & & & & & & & & & 6 & 0 & -\frac{1}{EI}
\end{bmatrix}
\begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ a_{21} \\ a_{22} \\ a_{23} \\ a_{24} \\ a_{31} \\ a_{32} \\ a_{33} \\ a_{34} \\ M_o \\ Q_o \end{Bmatrix}
= -\frac{1}{EI}
\begin{Bmatrix} X_1 \\ \Phi_1 \\ M_1 \\ Q_1 + K_1\delta_{10} \\ X_2 \\ \Phi_2 \\ M_2 \\ Q_2 + K_2\delta_{20} \\ Z_3 - \frac{E_{xo}}{\alpha^4} P_l \\ \Phi_3 - \frac{E_{\varphi o}}{\alpha^3} P_l \\ M_3 \\ Q_3 \end{Bmatrix} \tag{4.71}$$

Đối với trường hợp tầng chống thứ ba, tổ phương trình ma trận của giai đoạn đào thứ tư là:

$$
\begin{bmatrix}
1 & h_1 & -1 &&&&&&&&&&&&& \\
0 & 1 & 0 & -1 &&&&&&&&&&&& \\
0 & 0 & 0 & 0 & -2 &&&&&&&&&&& \\
& 0 & -\frac{K_1}{EI} & 0 & 0 & -6 &&&&&&&&&& \\
&& 1 & h_2 & h_2^2 & h_2^3 & -1 &&&&&&&&& \\
&&& 1 & 2h_2 & 3h_2^2 & 0 & -1 &&&&&&&& \\
&&&& 2 & 6h_2 & 0 & 0 & -2 &&&&&&& \\
&&&&& 6 & -\frac{K_2}{EI} & 0 & 0 & -6 &&&&&& \\
&&&&&& 1 & h_3 & h_3^2 & h_3^2 & -1 &&&&& \\
&&&&&&& 1 & 2h_3 & 3h_3^2 & 0 & -1 &&&& \\
&&&&&&&& 2 & 6h_3 & 0 & 0 & 2 &&& \\
&&&&&&&&& 6 & -\frac{K_3}{EI} & 0 & 0 & -6 && \\
&&&&&&&&&& 1 & h_4 & h_4^2 & h_4^3 & \frac{B_{x0}}{\alpha^2 EI} & -\frac{A_{x0}}{\alpha^3 EI} \\
&&&&&&&&&&& 1 & 2h_4 & 3h_4^2 & \frac{B_{\varphi 0}}{\alpha EI} & \frac{A_{\varphi 0}}{\alpha^2 EI} \\
&&&&&&&&&&&& 2 & 6h_4 & -\frac{1}{EI} & 0 \\
&&&&&&&&&&&&& 6 & 0 & -\frac{1}{EI}
\end{bmatrix}
\begin{Bmatrix}
a_{11} \\ a_{12} \\ a_{21} \\ a_{22} \\ a_{23} \\ a_{24} \\ a_{31} \\ a_{32} \\ a_{33} \\ a_{34} \\ a_{41} \\ a_{42} \\ a_{43} \\ a_{44} \\ M_o \\ Q_o
\end{Bmatrix}
= -\frac{1}{EI}
\begin{Bmatrix}
X_1 \\ \Phi_1 \\ M_1 \\ Q_1 + K_1\delta_{10} \\ X_2 \\ \Phi_2 \\ M_2 \\ Q_2 + K_2\delta_{20} \\ X_3 \\ \Phi_3 \\ M_3 \\ Q_3 + K_3\delta_{30} \\ X_4 - \frac{E_{x0}}{a^4}P_l \\ \Phi_4 - \frac{E_{\varphi 0}}{a^3}P_l \\ M_4 \\ Q_4
\end{Bmatrix}
\tag{4.72}
$$

Trong đó:

δ_{10}, δ_{20}, δ_{30} - chuyển dịch ban đầu ở chỗ ba tầng chống tương ứng có được từ việc tính toán của các giai đoạn thứ 1, thứ 2 và thứ 3;

K_1, K_2, K_3 - độ cứng của ba tầng chống.

Phản lực của chống có thể tìm được từ chuyển vị của cọc ở các chỗ chống:

$$R_1 = K_1(a_{21} - \delta_{10})$$

$$R_2 = K_2(a_{31} - \delta_{20})$$

$$R_3 = K_3(a_{41} - \delta_{30})$$

Việc tính toán với các trường hợp nếu có trên ba tầng chống cũng không khó khăn khi dùng phương pháp tương tự nêu trên để thiết lập tổ phương trình ma trận của các giai đoạn. Ví dụ trường hợp có 4 tầng chống, chỉ cần sau giai đoạn thứ 4 của tầng chống thứ 3 lại tăng thêm giai đoạn thứ 5 nữa là được.

Ví dụ thực tế

Tòa Nhật báo Giải phóng Thượng Hải là một đơn nguyên kiến trúc bao gồm nhà làm việc và xưởng in. Phía bắc là xưởng in (6 tầng), phía nam là nhà làm việc (25 tầng).

Tòa báo ở gần khu Hoàng Phố, là khu phố sầm uất của Thượng Hải, phía đông giáp tòa báo Giải phóng cũ (5 tầng), cách nhau chỉ có 3,0m, như hình 4.38. Độ chôn sâu các tầng ngầm của hai ngôi nhà không giống nhau. Kích thước mặt bằng hố móng của nhà làm việc là 33m × 33m, cốt cao bản đáy tầng ngầm là -7,5m, độ đào sâu thực tế là 7m. Kích thước mặt bằng hố móng của xưởng in là 28m × 26m, độ đào sâu thực tế là 4,5m.

Tình hình địa tầng ở vùng đất như hình 4.39:

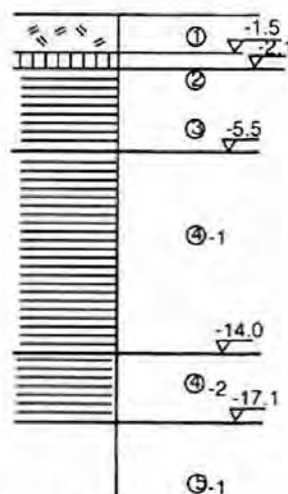
① Đất lấp tạp, dày 1,4 - 1,6m; cốt đáy lớp -1,5m;

② Đất sét bột màu vàng xám; cốt đáy lớp -2,1m.

③ Đất sét bùn bột, màu xám; cốt đáy lớp -5,5m.



Hình 4.38: Sơ đồ hiện trường xây dựng



Hình 4.39: Sơ đồ mặt cắt địa tầng

$q_u = 39,9\ kN/m^2$, $\phi_{uu} = 4,3°C$, $C_{uu} = 20\ kN/m^2$;

④$_1$. Đất sét bùn màu xám, cốt đáy tầng -14m,

$q_u = 39,9\ kN/m^2$, $\phi_{uu} = 2,9°$, $C_{uu} = 25\ kN/m^2$;

④$_2$. Đất sét màu xám, cốt đáy lớp -17,10m;

⑤$_1$. Đất sét bột màu xám, cốt đáy lớp -45,20m.

Hố móng quây giữ bằng cọc khoan nhồi $\phi600$ dài 13m, cự li cọc 750mm, giữa hai cọc có chèn một cọc rễ cây $\phi200$, chống bằng ống thép $\phi590$mm có thành dày 12mm.

Sau đây là ví dụ tính toán cọc chắn giữ nhà làm việc theo phương pháp có kể đến quá trình đào đất.

Để cho đơn giản, áp lực nước đất dùng phương pháp tính gộp, sau khi lược bỏ lực dính kết, ta lấy góc ma sát trong tương đương của đất $\varphi = 15°$. Do đó $K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,6$. Hệ số tỉ lệ nền đất bùn ở đáy hố $m = 2500\ kN/m^4$.

Độ cứng thân cọc $EI = 1,29 \times 10^5\ kN/m^2$.

Hệ số biến dạng của cọc:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{2500 \times 1}{1,29 \times 10^5}} = 0,4545$$

1) Giai đoạn đào thứ nhất (đào sâu 1m, chưa đặt chống)

$P_1 = 0,75 \times 18 \times 0,6\ kN/m^2 = 8,1\ kN/m^2$;

$P_2 = 1 \times 18 \times 0,6\ kN/m^2 = 10,8\ kN/m^2$;

$P_l = P_2 = 10,8\ kN/m^2$.

Chịu lực của cọc như hình 4.40.

$$X_1 = \frac{h^4}{120}(4q_1 + q_2) = \frac{0,25^4}{120}(4 \times 8,1 + 10,8)kN.m^3 = 0,0014kN.m^3$$

$$\phi_1 = \frac{h^3}{24}(3q_1 + q_2) = \frac{0,25^3}{24}(3 \times 8,1 + 10,8)kN.m = 0,0229kN.m$$

$$M_1 = \frac{h^2}{6}(2q_1 + q_2) = \frac{0,25^2}{6}(2 \times 8,1 + 10,8)kN.m = 0,2813kN.m$$

$$Q_1 = \frac{h}{2}(q_1 + q_2) = \frac{0,25}{2}(8,1 + 10,8)kN = 2.3625kN$$

$\alpha l = 0,4545 \times 12 = 5,454$

Tra bảng: $B_{xo} = 1,6204$; $B_{\Phi o} = -1,7475$; $A_{xo} = 2,4307$; $A_{\Phi o} = -1,6204$; $E_{xo} = 2,0496$; $E_{\Phi o} = -0,8444$.

Thay vào tổ phương trình (4.67) sau đó giải, ta được:

$M_o = 0,2813kN.m$

$Q_o = 2,3625kN$

$a_{11} = 4,7442 \times 10^{-3}$

$a_{21} = -9,0622 \times 10^{-4}$

Chuyển dịch ban đầu ở chỗ hàng chống thứ nhất:

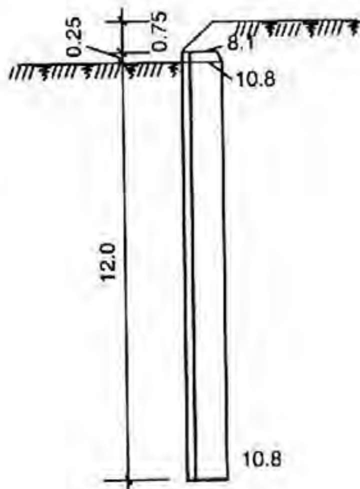
$$\delta_{10} = a_{11} + 0,25a_{12} + \frac{T_1}{EI} = 4,52 \times 10^{-3}m$$

2) Giai đoạn đào thứ hai (tầng chống thứ nhất đã được lắp, đào sâu đến 4,5m) như hình 4.41.

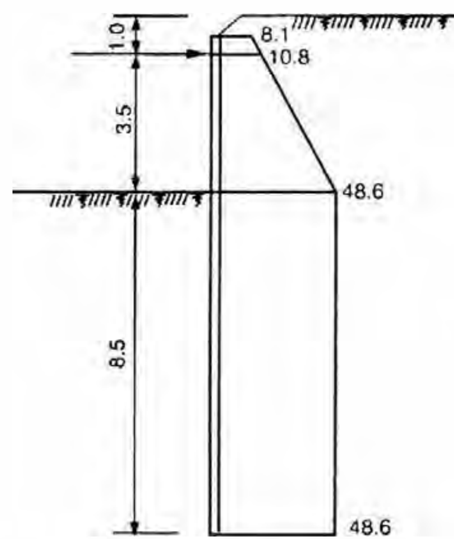
$P_3 = 4,5 \times 18 \times 0,6\ kN/m^2 = 48,6\ kN/m^2$

$P_l = P_3 = 48,6\ kN/m^2$

$$X_2 = \frac{3,5^4}{120}(4 \times 10,8 + 48,6) = 114,7978$$



Hình 4.40: Sơ đồ chịu lực giai đoạn đào thứ nhất



Hình 4.41: Sơ đồ chịu lực giai đoạn đào thứ hai

$$\phi_2 = \frac{3,5^3}{24}(3 \times 10,8 + 48,6) = 144,7031$$

$$M_2 = \frac{3,5^2}{6}(2 \times 10,8 + 48,6) = 143,3250$$

$$Q_2 = \frac{3,5}{2}(10,8 + 48,6) = 103,95$$

$$\alpha l = 0,4545 \times 8,5 = 3,8633$$

Tra bảng có:

$B_{xo} = 1,6230$; $B_{\Phi o} = -1,7509$; $A_{xo} = 2,4475$;

$A_{\Phi o} = -1,6230$; $E_{xo} = 2,0662$; $E_{\Phi o} = -0,8422$.

Giải phương trình ta được:

$a_{11} = 3,8912 \times 10^{-3}$; $a_{12} = 3,2451 \times 10^{-3}$; $a_{21} = 4,7024 \times 10^{-3}$;

$a_{22} = 3,2452 \times 10^{-3}$; $a_{23} = 1,092 \times 10^{-6}$; $a_{24} = -1,116 \times 10^{-4}$; $\delta_{20} = 1,22 \times 10^{-2}$m.

Lực chống của tầng thứ nhất: $R_1 = K(a_{21} - \delta_{10})$

Trong đó:

K - độ cứng chống, K = EA/SL;

E - môđun đàn hồi của vật liệu chống;

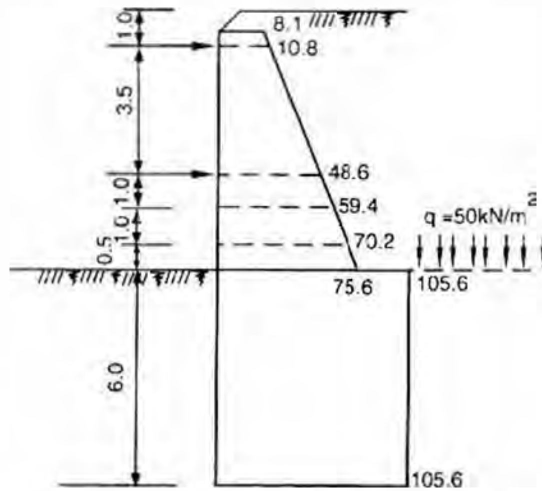
A - diện tích mặt cắt thanh chống;

S - cự li ngang của thanh chống;

L - một nửa độ dài chống.

$R_1 = 4,8 \times 10^5 (4,7024 \times 10^{-3} - 4,52 \times 10^{-3})$ kN = 87,55 kN

3) Giai đoạn đào thứ ba (tầng chống thứ hai đã được lắp, đào sâu đến 7m), như hình 4.42.



Hình 4.42 : Sơ đồ chịu lực giai đoạn đào thứ ba

Do bên dưới nhà tòa báo cũ 5 tầng có cọc gỗ, đầu cọc ở cốt cao độ của đáy hố, cho nên khi tính toán, có xét đến ở cốt cao này có lực tác động q = 50 kN/m² là tải trọng phân bố đều.

$P_4 = 7 \times 18 \times 0,6$ kN/m² = 75,6 kN/m²

$P_l = P_4 + qK_a = (75,6 + 50 \times 0,6)$kN/m² = 105,6 kN/m²

$$X_3 = \frac{2,5^4}{120}(4 \times 48,6 + 75,6) = 87,89$$

$$\phi_3 = \frac{2,5^3}{24}(3 \times 48,6 + 75,6) = 144,14$$

$$M_3 = \frac{2,5^2}{6}(2 \times 48,6 + 75,6) = 180,00$$

$$Z_3 = \frac{2,5}{2}(48,6 + 76,6) = 155,25$$

$\alpha l = 0,4545 \times 6 = 2.727$

Tra bảng có:

$B_{xo} = 1,9488$; $B_{\Phi o} = -1,9422$; $A_{xo} = 3,0228$;

$A_{\Phi o} = -1,9488$; $E_{xo} = 2,3881$; $E_{\Phi o} = -1,0197$.

Giải phương trình ta được:

$a_{11} = 3,9797 \times 10^{-3}$; $a_{12} = 2,2537 \times 10^{-3}$; $a_{21} = 4,5431 \times 10^{-3}$ (a_{21} - chuyển vị của điểm chống thứ nhất);

$a_{22} = 2,2539 \times 10^{-3}$; $a_{23} = 1,092 \times 10^{-6}$; $a_{24} = -1,12671 \times 10^{-5}$; $a_{31} = 1,2793 \times 10^{-2}$ (a_{31} - chuyển vị của điểm chống thứ hai);

$a_{32} = 2,9188 \times 10^{-3}$; $a_{33} = 4,2420 \times 10^{-4}$; $a_{34} = -2,5830 \times 10^{-4}$;

$M_o = -209,93kN.m$

$Q_o = -44,46kN$

Chuyển vị đáy hố: $\delta_{30} = 1,939 \times 10^{-2}m$;

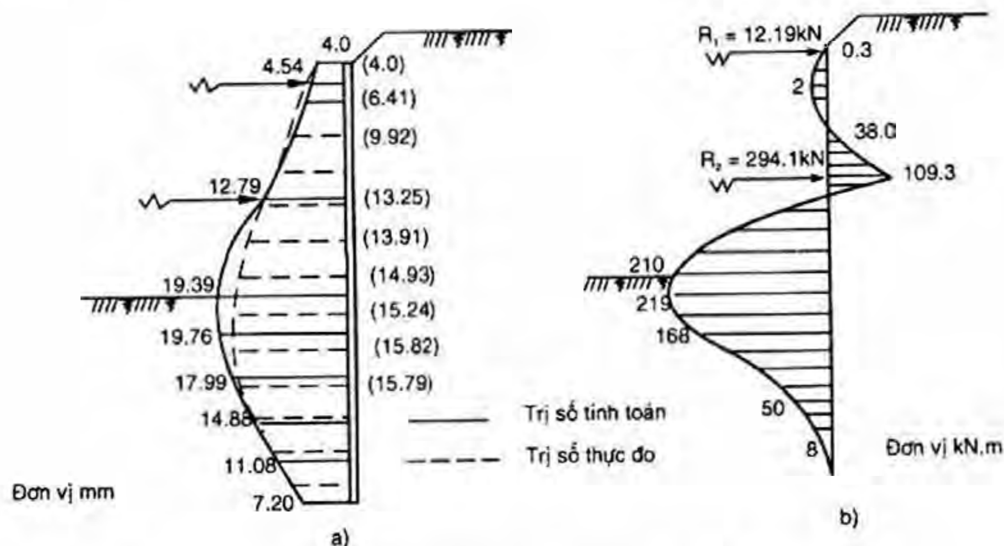
Lực chống của tầng chống thứ nhất:

$R_1 = K(a_{21} - \delta_{10}) = 4,8 \times 10^5(4,5431 \times 10^{-3} - 4,5177 \times 10^{-3})kN = 12,19\ kN$

Lực chống của tầng chống thứ hai:

$R_2 = K(a_{31} - \delta_{20} = 4,8 \times 10^5(1,2793 \times 10^{-2} - 1,2180 \times 10^{-2})kN = 294,14\ kN$

Chuyển vị và sơ đồ mômen thân cọc như hình 4.24, nét đứt trong hình là trị số chuyển vị thực đo được.



Hình 4.43: Chuyển vị ngang và sơ đồ mômen
a) Chuyển vị ngang; b) Sơ đồ mômen.

4.5. PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN TÍNH HỆ THANH TRÊN NỀN ĐÀN HỒI

4.5.1. Khái niệm cơ bản

Phương pháp phần tử hữu hạn để tính hệ thanh trên nền đàn hồi là một loại phương pháp xây dựng trên mối quan hệ dựa trên tính chất đàn hồi tuyến tính của đất. Nguyên lí tính toán là giả thiết kết cấu chắn đất từ mặt đáy trở lên (từ đáy móng trở lên) là phần tử dầm, phần tử từ đáy móng trở xuống là phần tử dầm trên nền đàn hồi, chống hoặc neo là phần tử gối tựa đàn hồi, tải trọng là áp lực đất hướng ngang chủ động và áp lực nước. Do phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh nên có thể đưa vào một cách hữu hạn các loại nhân tố trong quá trình đào đất. Ví dụ, thanh chống được tăng theo với độ sâu đào, việc thay đổi số lượng đặt chống, chuyển vị của kết cấu chắn đất

trước khi chống cũng đều được điều chỉnh dần cùng với quá trình đào đất, ảnh hưởng của lực trục tăng trước đối với sự biến đổi nội lực trong kết cấu chắn đất v.v..., mặc dù là giữa kết quả tính toán với số liệu thực đo có chênh lệch nhất định nhưng đây là một phương pháp tính toán kết cấu chắn đất có tính thực dụng cao mà lại giản tiện trong tính toán.

4.5.2. Quá trình phân tích phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh trên nền đàn hồi

Cũng giống như các phương pháp phân tích phần tử hữu hạn khác, phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh cũng trải qua một quá trình như sau:

Rời rạc kết cấu → Hình thành ma trận độ cứng của phần tử → Ma trận độ cứng phần tử gộp thành ma trận độ cứng tổng → Lợi dụng phương trình cân bằng để tìm ra chuyển vị của nút. Nay tiến hành phân tích kết hợp đào hố móng với quá trình lấp trở lại.

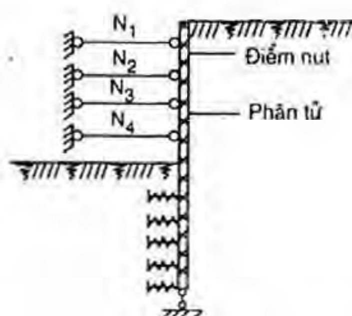
1. Xác định tải trọng

g - siêu tải mặt đất, thường chọn bằng là 20 kN/m^2;

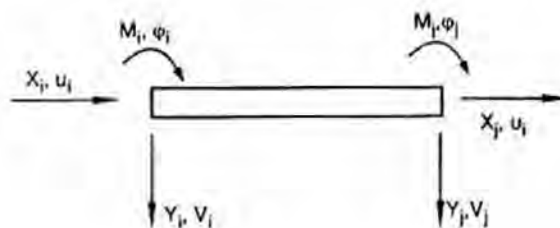
q_a - áp lực đất chủ động, thường tính theo lí thuyết Rankine, từ đáy móng trở lên phân bố theo hình thang, từ đáy móng trở xuống phân bố hình chữ nhật.

2. Rời rạc phần tử kết cấu chắn đất (xem hình 4.44)

Chia theo chiều đứng kết cấu chắn đất thành hữu hạn các phần tử, xét đến độ chính xác của việc tính toán, thường cứ cách 1 - 2m lại chia thành một phần tử. Để giản tiện tính toán, chỗ đột biến về mặt cắt hoặc tải trọng của kết cấu, đoạn biến đổi hệ số nền của nền đàn hồi và điểm tác dụng của chống hoặc neo, đều lấy làm điểm liên kết (nút).



Hình 4.44: Rời rạc hữu hạn kết cấu tường chắn



Hình 4.45: Sơ đồ tính phần tử dầm

3. Xác định ma trận độ cứng của mỗi phần tử

Mối quan hệ giữa tải trọng phần tử phải chịu với chuyển vị của nút phần tử được xác định bằng ma trận độ cứng của phần tử $[K]^e$, tức:

$$\{F\}^e = \{K\}^e\{\delta\}^e \tag{4.73}$$

Trong đó:

$\{F\}^e$ - lực tại nút của phần tử;

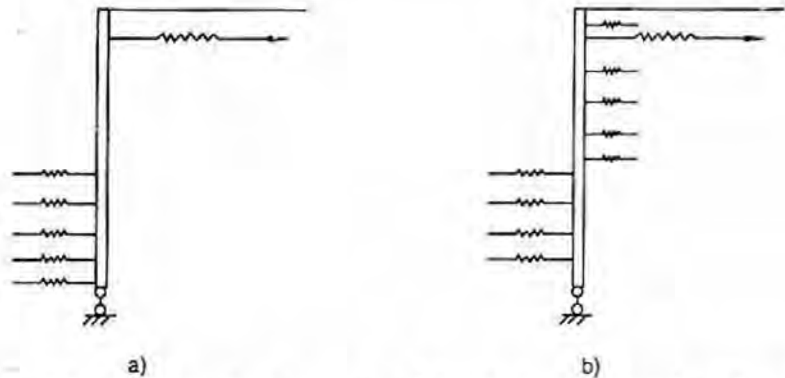
$\{\delta\}^e$ - chuyển vị của nút;

$\{K\}^e$ - ma trận độ cứng phần tử.

Áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh để tính kết cấu tường chắn, thường hay dùng sơ đồ tính toán theo hai loại khác nhau.

Hình 4.46a là sơ đồ tính toán thông dụng của kết cấu tường chắn phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh. Bộ phận kết cấu tường chắn từ mặt đáy hố móng trở lên áp dụng phần tử dầm, bộ phận từ mặt đáy hố móng trở xuống áp dụng phần tử dầm trên nền đàn hồi, thanh kéo là phần tử gối đàn hồi. Tải trọng là áp lực đất và áp lực nước ở bên chủ động.

Hình 4.46b giả định toàn bộ kết cấu tường chắn tính theo phần tử dầm trên nền đàn hồi. Sơ đồ này thuận tiện với việc tính toán điều chỉnh nhiều lần trong phạm vi áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động bắt đầu từ trạng thái cơ bản của áp lực đất khi hai bên đều chịu áp lực đất tĩnh. Nhưng khi kết cấu tường chắn từ đáy móng trở lên xem là dầm trên nền đàn hồi để tính toán, thì dưới tác dụng của áp lực đất bên chủ động trong khối đất sẽ sinh ra ứng suất kéo, điều đó so với thực tế là không phù hợp.



Hình 4.46: *Sơ đồ tính toán phần tử hữu hạn hệ thanh*

Đối với phần tử dầm, mỗi nút có ba bậc tự do (u, v, φ), lấy đường tim của dầm làm trục x (hình 4.45), thì quan hệ giữa tải trọng phần tử phải chịu với chuyển vị nút của phần tử được biểu diễn như sau:

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{l}\begin{bmatrix} A/I & & & & & \\ 0 & 12/l^2 & & & & \\ 0 & 6/l & 4 & & & \\ -A/I & 0 & 0 & A/I & & \\ 0 & -12/l^2 & -6/l & 0 & 12/l^2 & \\ 0 & 6/l & 2 & 0 & -6/l & 4 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ v_j \\ \varphi_j \end{Bmatrix} \tag{4-74}$$

Trong đó:

X_i, X_j - lực trục ở nút i, j;

Y_i, Y_j - lực cắt ở nút i, j;

M_i, M_j - mômen ở nút i, j;

u_i, u_j - chuyển vị hướng trục ở nút i, j;

v_i, v_j - chuyển vị hướng ngang ở nút i, j;

φ_i, φ_j - góc xoay ở nút i, j;

E - mômen đàn hồi của vật liệu kết cấu tường chắn;

I - mômen quán tính mặt cắt kết cấu tường chắn;

A - diện tích mặt cắt kết cấu tường chắn;

l - độ dài phần tử.

Đối với chống hoặc neo, mỗi nút có 1 bậc tự do, ma trận độ cứng phần tử là:

$$[K]^e = \frac{EA}{l}\begin{bmatrix} 0 & & \text{đối} & & & \\ 0 & 1 & & & & \\ 0 & 0 & 0 & & \text{xứng} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & & \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & \\ 0 & 0 & \delta & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.75)$$

Trong đó:

E - môđun đàn hồi của vật liệu chống hoặc neo;

A - diện tích mặt cắt thanh chống hoặc neo;

l - độ dài thanh chống hoặc neo.

Với phần tử dầm trên nền đàn hồi, ma trận độ cứng có 2 loại giả định:

(1) Ở mỗi điểm nút của phần tử dầm trên nền đàn hồi đặt một thanh gối tựa đàn hồi phụ, thì độ cứng là:

$$K = K_h B l \quad (4.76)$$

Trong đó:

K_h - hệ số nền theo hướng ngang của đất nền;

B - bề rộng tính toán của dầm, thường lấy 1m hoặc một đoạn tiêu chuẩn;

l - độ dài phần tử.

Trong trường hợp độ dài phần tử là tương đối nhỏ, dùng giả định này thì độ chính xác có thể đáp ứng yêu cầu.

(2) Dùng phần tử dầm trên nền đàn hồi Winkler, như hình 4.47, lấy đường tim của dầm làm trục x, thì phương trình vi phân của đường cong đàn hồi là:

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -Ky + q \quad (4.77)$$

Trong đó:

q - cường độ tải trọng trên dầm.

Hình 4.47: Phần tử dầm trên nền đàn hồi Winkler



Lợi dụng phương pháp thông số ban đầu có thể giải hệ thức (4.77):

$$\begin{Bmatrix} M_{xi} \\ Q_i \\ M_{zi} \\ M_{xj} \\ Q_j \\ M_{zj} \end{Bmatrix} = \frac{2EI_z}{l^3} \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ 0 & \gamma_1 & & & & \\ 0 & l\beta_1 & l^2\alpha_1 & & & \\ 0 & 0 & 0 & l & & \\ 0 & -\gamma_2 & -l\beta_2 & 0 & \gamma_1 & \\ 0 & l\beta_2 & l^2\alpha_2 & 0 & -l\beta_1 & l^2\alpha_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{xi} \\ y_i \\ \theta_{zi} \\ \theta_{xj} \\ y_j \\ \theta_{zj} \end{Bmatrix} \qquad (4\text{-}78)$$

Trong đó:

M_{xi}, M_{xj} - mômen quanh trục x ở nút i, j;

Q_i, Q_j - lực cắt ở nút i, j;

M_{zi}, M_{zj} - mômen quanh trục z ở nút i, j;

θ_{xi}, θ_{xj} - góc xoay quanh trục x ở nút i, j;

y_i, y_j - chuyển vị ngang ở nút i, j;

θ_{zi}, θ_{zj} - góc xoay quanh trục z ở nút i, j;

E - môđun đàn hồi của vật liệu kết cấu chắn đất;

I_z - mômen quán tính mặt cắt kết cấu chắn đất;

l - độ dài phần tử dầm;

α_1, α_2, β_1, β_2, γ_1, γ_2 - là các hệ số tính theo công thức sau:

$$\alpha_1 = \frac{\text{ch}\lambda l\,\text{ch}\lambda l - \cos\lambda l\sin\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l}\lambda l;$$

$$\alpha_2 = \frac{\text{ch}\lambda l\sin\lambda l - \text{sh}\lambda l\cos\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l}\lambda l;$$

$$\beta_1 = \frac{\text{ch}^2\lambda l - \cos^2\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l}(\lambda l)^2;$$

$$\beta_2 = \frac{2\text{sh}^2\lambda l\,\sin\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l}(\lambda l)^2;$$

$$\gamma_1 = 2(\alpha_1\beta_1 - \alpha_2\beta_2);$$
$$\gamma_2 = 2(\alpha_1\beta_2 - \alpha_2\beta_1).$$

Trong đó: $\lambda = \sqrt[4]{\frac{KB}{4EI}}$ là đặc trưng đàn hồi của dầm.

Áp dụng giả định của công thức (4.78) cho kết quả tính toán chính xác hơn giả định của công thức (4.76).

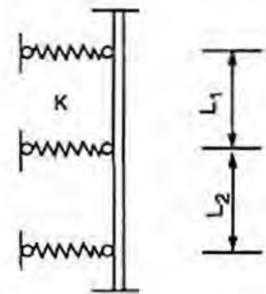
4) Căn cứ vào điều kiện biến dạng đồng điệu (tức là chuyển vị của nút kết cấu và chuyển vị của mỗi một phần tử nối liền trong cùng một nút ấy là cùng với nhau), thì ma trận độ cứng phần tử $[K]^e$ hợp thành ma trận tổng độ cứng [K].

Đối với lò xo đại biểu cho hệ số đàn hồi của nền không xem là phần tử, sau khi hình thành tổng ma trận độ cứng [K], có thể căn cứ vào sơ đồ tính toán của các giai đoạn thi công để đem trị K của hệ số đàn hồi nền chồng lên vị trí tương ứng của tổng độ cứng. Khi đó cần phải chú ý là, căn cứ hệ số K đã lấy để sử dụng cần phải nhân với trị bình quân của hai cự li lò xo liền kề, tức là:

$K' = \frac{L_1 + L_2}{2} K$, như hình 4.48

Lấy K' thay cho K chồng lên tổng độ cứng tương ứng.

5) Căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh, tải trọng bên ngoài tác động vào nút kết cấu bắt buộc phải cân bằng với tải trọng bên trong của kết cấu. Nếu tải trọng bên ngoài đã biết thì có thể tìm được chuyển vị nút của kết cấu còn đang chưa biết, khi dùng phương trình cân bằng cơ bản theo công thức sau:



Hình 4.48: Cách xác định hệ số đàn hồi của nền

$$[K]\{\delta\} = \{R\} \tag{4.79}$$

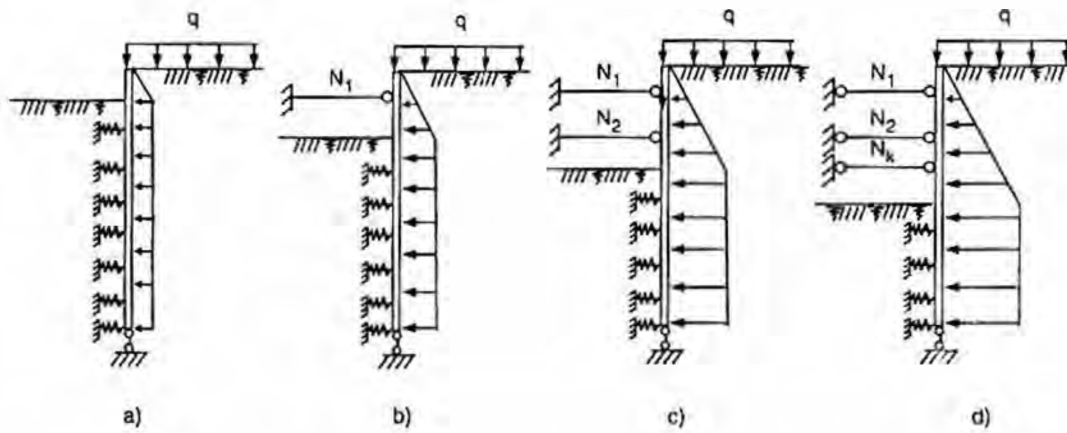
Trong đó

[K] - ma trận tổng độ cứng,

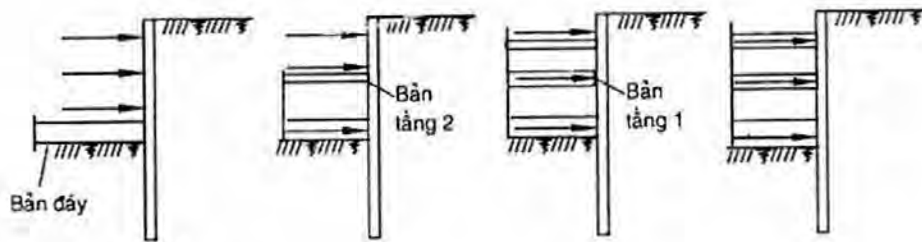
{δ} - ma trận chuyển vị;

{R} - ma trận tải trọng.

Để có thể kể đến nhân tố thi công một cách chính xác, nhất định phải tiến hành nghiên cứu ảnh hưởng của việc lắp dựng các chống và việc tháo dỡ chúng dần dần theo quá trình thi công kết cấu chính; từ điều kiện vị trí điểm chống, bản thân kết cấu chính sinh ra đối với chuyển vị và nội lực của kết cấu tường chắn, căn cứ vào sơ đồ tính toán trong các hình 4.49 và 4.50, lặp lại các bước đã nêu từ 1 - 5 là có thể tìm được chuyển vị, mômen, lực cắt và lực trục của kết cấu chắn đất trong các giai đoạn khác nhau. Lấy hình bao nội lực của các giai đoạn đào để làm căn cứ thiết kế cuối cùng cho kết cấu tường chắn.

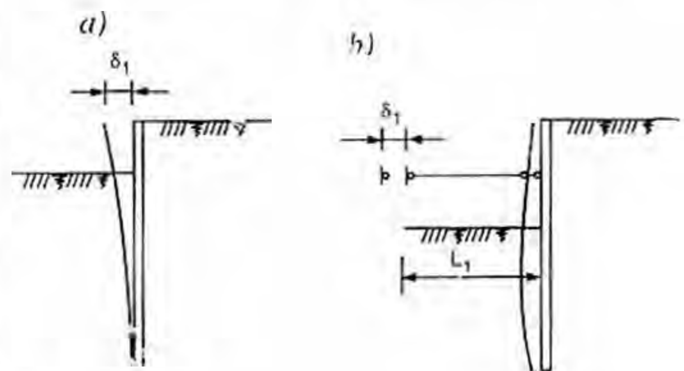


Hình 4.49: Sơ đồ tính toán kết cấu có xét đến quá trình đào đất



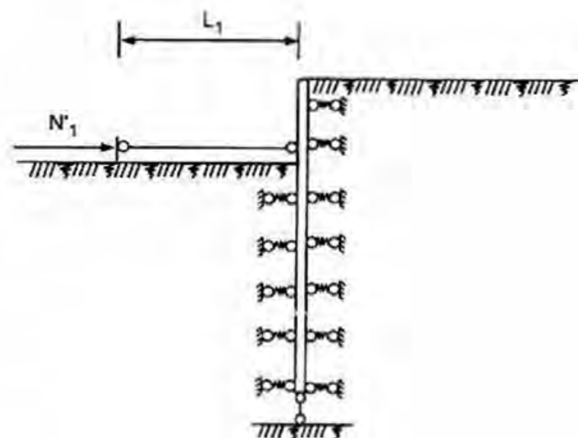
Hình 4.50: Sơ đồ tính toán kết cấu tường chắn có xét đến việc tháo lắp chống

Sự thực thì, ngay trước khi lắp chống vào, kết cấu chắn đất đã bị biến dạng rất lớn tại điểm ấy, còn sau khi lắp chống thì biến dạng ở điểm ấy là rất nhỏ, tức là, chuyển vị của kết cấu chắn đất phần nhiều đã xảy ra trước khi lắp chống và đã ảnh hưởng đến nội lực của kết cấu chắn đất rồi, do đó bắt buộc phải có công thức điều chỉnh (4.79). Cho là trước khi lắp chống, tại điểm chống kết cấu tường chắn đã sinh ra trị chuyển vị δ_1 (hình 4.51a), thì sơ đồ tính toán sau khi lắp chống vào và đào đến điểm chống sau nữa như hình 4.51b, tức là phải tiến hành điều chỉnh chuyển vị đối với hệ thanh chống tương ứng tách rời chỗ gối tựa của kết cấu chắn đất, lượng điều chỉnh là δ_1, kết quả tính toán của giai đoạn này có thể tính một cách thuận lợi nhờ vào ảnh hưởng nội lực của kết cấu tường chắn khi có sự khác nhau về chịu lực của hệ thanh mà sinh ra biến dạng tương đối. Nếu trị chuyển vị được trực tiếp điều chỉnh ở điểm tác dụng của kết cấu tường chắn lúc thi công thì không thể tính chúng vào biến dạng của bản thân thanh chống. Trong công trình thực tế, thanh chống thường dùng là hình thức chống hai bên, khi đó, độ dài tính toán L_1 có thể lấy bằng một nửa của độ dài chống.



Hình 4.51: Điều chỉnh chuyển vị ở chỗ chống

Khi kết cấu chắn đất ở trong vùng có công trình xây dựng mật độ cao, hay đường ống quanh đó bố trí dày chặt, thì thường phải khống chế chuyển vị của khối đất. Do đó, trong thi công thường hay áp dụng công nghệ tăng trước lực trục của thanh chống để hạn chế biến dạng của kết cấu và hạn chế sinh ra mômen quá lớn, lực trục tăng trước thường có thể lấy bằng 30% - 60% lực trục của thanh chống. Ảnh hưởng của lực trục tăng trước đối với nội lực của kết cấu chắn đất có thể thực hiện bằng phương pháp sau đây: Cho lực trục tăng trước, sau khi lắp hệ thống chống và trước khi đào bước tiếp sau là N_i', sơ đồ tính toán tương ứng như hình 4.52.



Hình 4.52: *Lực trục tăng trước cho chống*

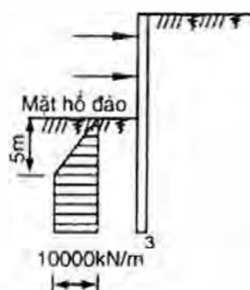
Từ hình 4.52 có thể biết, N_i' nên tăng về phía gối tựa bên trái của thanh chống, do vì áp lực nước đất đã ở vào trạng thái cân bằng trước khi tăng trước lực trục nên khi đó chỉ xét đến phản lực của đất, hệ số phản lực K của lớp đất có thể lấy theo thí nghiệm ở hiện trường hoặc là theo các quy định hữu quan. Nhưng để tính đến sự biến dạng của khối đất ở gần mặt đào và có một mức an toàn dự trữ nhất định, khi tính toán thường lấy theo hình 4.53. Nhưng khi đó,

$$K = \begin{cases} 0 \sim 10000 \text{kN/m}^3 & 0 - 5\text{m} \\ 10000 \text{ kN/m}^3 & > 5\text{m} \end{cases}$$

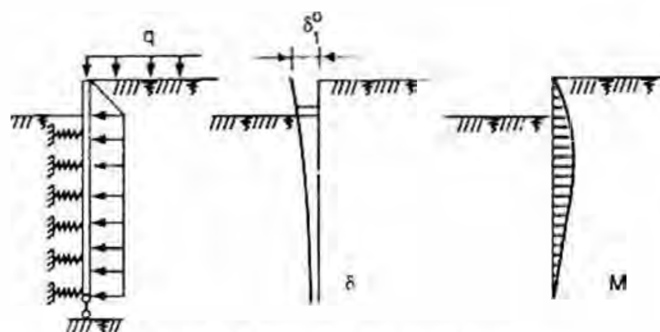
Lò xo nền đất phải xử lí như là lò xo chịu lực một chiều, tức là chỉ có thể nén chứ không thể kéo. Trị chuyển vị, nội lực có được từ hình 4.53 phải chồng lên với kết quả trước khi chưa có lực trục tăng trước, rồi lại lấy trị số sau khi đã chồng lên ấy để điều chỉnh lại sự chịu lực của giai đoạn thi công sau.

Sau đây sẽ lấy một kết cấu tường chắn có 2 hàng chống làm ví dụ về các bước phân tích tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh.

1) Như hình 4.54, tính toán nội lực, chuyển vị của kết cấu tường chắn công-xon rồi vẽ sơ đồ chuyển vị, lực cắt và mômen tương ứng;



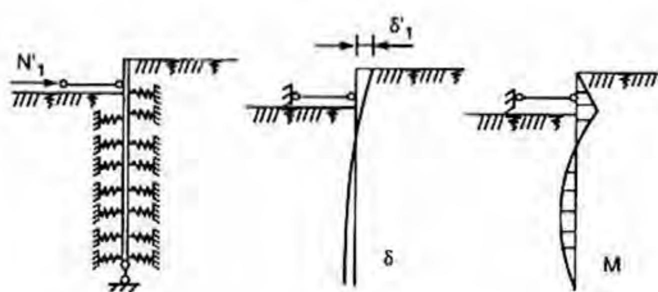
Hình 4.53: *Chọn trị số của hệ số nền hướng ngang (Thượng Hải)*



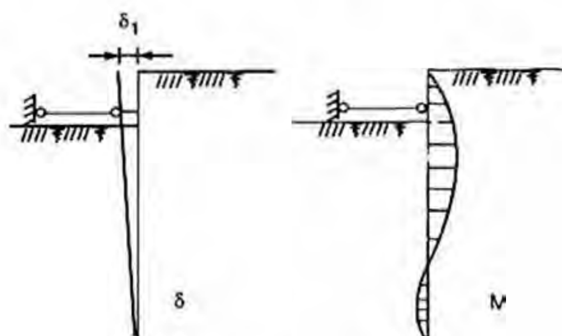
Hình 4.54: *Sơ đồ tính toán đào bước thứ nhất*

2) Tăng trước lực trục N'_1, tìm sơ đồ chuyển vị và nội lực của tường chắn tương ứng, như hình 4.55;

3) Đem kết quả thu được sau khi cộng chồng hình nội lực và chuyển vị của hình 4.54 với hình 4.55, thành hình 4.56. Nếu như không có công việc tăng trước lực trục thì có thể không cần xét đến ảnh hưởng của lực trục tăng trước, hoặc cho $N'_1 = 0$ là được.



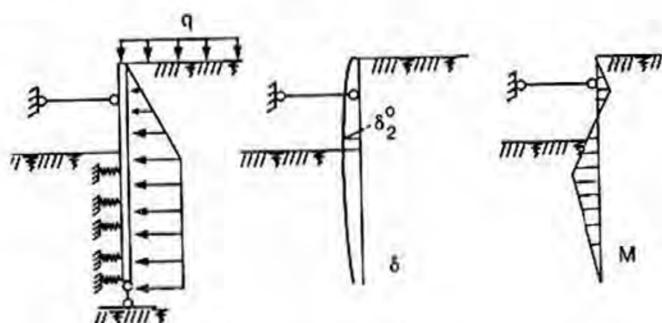
Hình 4.55: Sơ đồ tính toán lực trục tăng trước của tầng chống thứ nhất



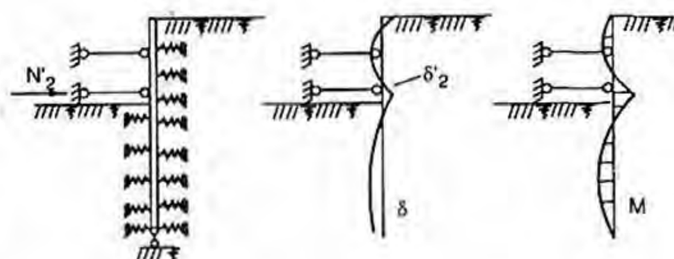
Hình 5.56: Kết quả cộng chồng chuyển vị và nội lực

4) Bước vào giai đoạn đào thứ 2, khi đó, trị điều chỉnh chuyển vị phải là δ_1 trong hình 4.56 và vị trí thì ở vào chỗ gối tựa thanh chống cách khỏi điểm tác dụng. Kết quả thu được xem hình 4.57, (lực trục tăng trước N'_1 không cộng chồng);

5) Nếu tầng chống thứ 2 lại phải tăng trước lực trục N'_2 thì sơ đồ tính toán và sơ đồ nội lực như hình 4.58.



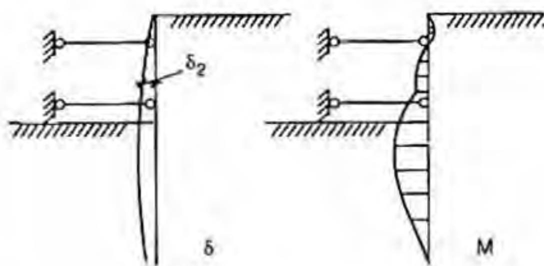
Hình 4.57: Sơ đồ tính toán khi đào bước thứ hai



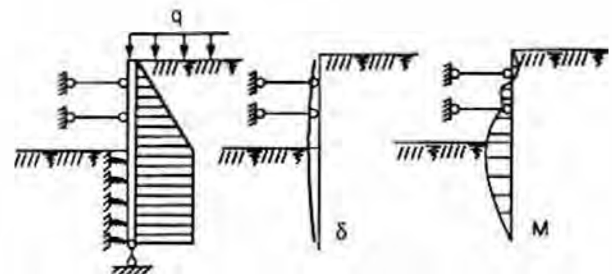
Hình 4.58: Sơ đồ tính toán tăng trước lực trục của tầng chống thứ 2

6) Cộng chồng nội lực và chuyển vị của hình 4.57 với hình 4.58, kết quả như hình 4.59, trong đó $\delta_2 = \delta_2^o + \delta'_2$;

7) Bước vào giai đoạn đào thứ 3, khi đó trị điều chỉnh chuyển vị phải là δ_2 trong hình 4.59, còn trị điều chỉnh δ_1 ở chỗ tầng chống thứ 1 thì không thay đổi, vị trí điều chỉnh đều là chỗ gối tựa kết cấu tường chắn tách khỏi thanh chống. Sơ đồ tính toán và kết quả thu được như hình 4.60.



Hình 4.59: Kết quả cộng chồng nội lực và chuyển vị sau khi đặt tầng chống thứ 2

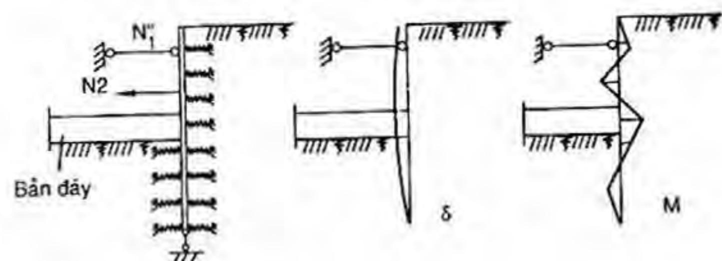


Hình 4.60: Sơ đồ tính toán đào bước thứ 3

Đối với trạng thái chịu lực của giai đoạn đào, có thể làm thành sơ đồ đường bao cho các trị chuyển vị và trị nội lực trong các hình 4.54, hình 4.56, hình 4.57, hình 4.59 và hình 4.60, rồi căn cứ vào trị lớn nhất của các mặt cắt thu được để thiết kế mặt cắt cho kết cấu tường chắn và thiết kế thanh chống.

Thông thường thì kết cấu tường chắn ngoài việc phải xét đến quá trình đào ra, còn phải xét đến sự biến đổi nội lực trong quá trình tháo dỡ thanh chống, vẫn lấy ví dụ là có 2 hàng chống để thuyết minh về các bước tính toán.

Hình 4.60 là thể hiện hố móng đã đào đến cốt của đáy móng, có thể đổ bêtông bản đáy và dỡ bỏ tầng chống thứ 2. Lợi dụng nguyên lí cân bằng lực, tại tầng chống thứ 2 tác động một lực N_2 có độ lớn bằng nhau còn chiều thì ngược lại thì ta sẽ có thể tìm được nội lực và chuyển vị, khi tháo thanh chống như hình 4.61.

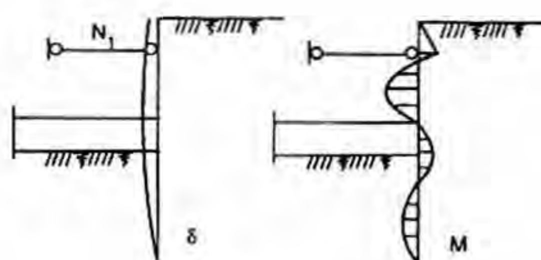


Hình 4.61: Sơ đồ tính toán khi dỡ bỏ tầng chống thứ 2

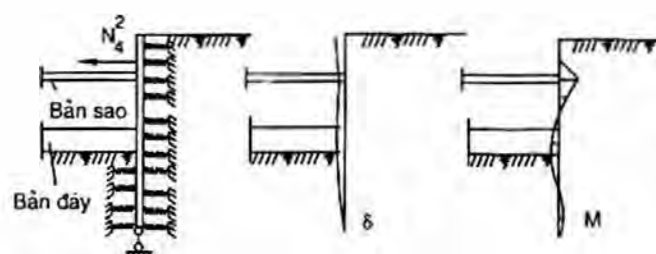
Nội lực trong kết cấu tường chắn và trong thanh chống sau khi tháo dỡ tầng chống thứ 2 có thể tìm được bằng cách cộng chồng trị số nội lực của hình 4.61 với hình 4.60, như kết quả trên hình 4.62, trong đó:

$$N_1^2 = N_1 + N_1''.$$

Sau đó, đổ bêtông bản đỉnh, dỡ bỏ hàng chống thứ nhất. Lúc này, áp dụng phương pháp giống như lần trước, tại chỗ điểm tương ứng, tác động một lực có độ lớn bằng với N_1^2 và có chiều ngược lại, kết quả thu được như hình 4.63. Nội lực khi đó phải lấy bằng tổng của hình 4.62 cộng chồng với hình 4.63.



Hình 4.62: Kết quả cộng chồng nội lực sau khi dỡ bỏ tầng chống thứ 2



Hình 4.63: Sơ đồ tính toán khi dỡ bỏ tầng chống thứ nhất

4.5.3. Ví dụ thực tế

Đại lầu Lệ Tinh Uyển, Thượng Hải, ở khu phố Lô Loan. Kết cấu chắn giữ hố móng bằng cọc khoan nhồi ϕ1000mm, dài 27m, dùng cọc trộn ximăng để ngăn nước. Có 3 tầng chống ngang, chống có bề rộng 1000mm, cao 800mm, xà quây rộng 1400mm, cao 800mm, độ sâu đào hố móng là 12,65m.

Tình hình đất nền xem ở bảng 4.14.

Bảng 4.14. Phân bố địa tầng và tính năng cơ lí của đất

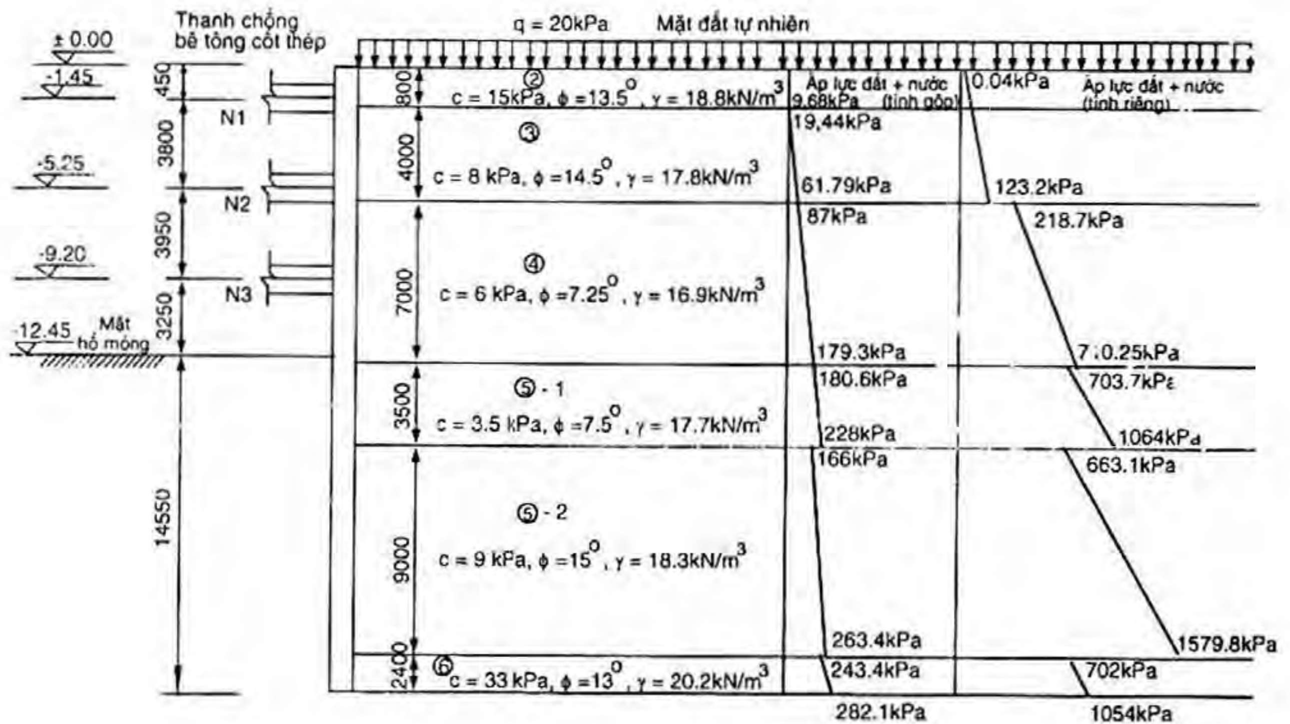
Tầng thứ	Tên địa tầng	Độ dày/m	γ/kN.m^{-3}	C/kPa	ϕ (^{o})
2	Đất sét bột xám vàng	1,8	18,8	15,0	13,5
3	Đất bùn màu xám	4,0	17,8	8,0	14,75
4	Đất bùn màu xám	7,0	16,9	6,0	7,25
5-1	Đất sét màu xám	3,5	17,7	3,5	7,5
5-2	Đất sét bột màu xám	9,0	18,3	9,0	15
6	Đất sét bột màu xanh tối	2,4	20,2	33,0	13

Thử tính nội lực, chuyển vị của tường và phản lực thanh chống.

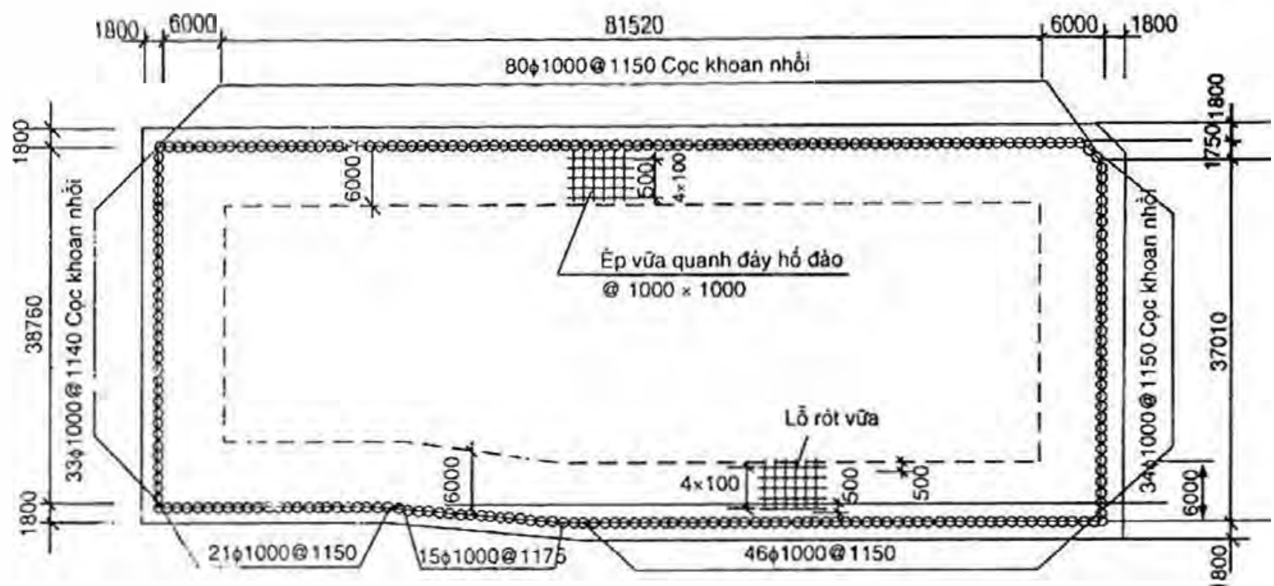
Giải: Kết quả tính áp lực nước đất (cả tính gộp và tính riêng) đều ghi trên hình 4.64. Khi tính áp lực nước đất, siêu tải mặt đất bên ngoài hố lấy bằng 20kPa.

Mặt bằng bố trí thanh chống xem hình 4.66.

Đã áp dụng "Phương pháp dầm trên nền đàn hồi theo chiều đứng" quy định trong Quy phạm thiết kế nền móng Thượng Hải (DBJ 08-11-89) để tính nội lực của tường cọc và lực trục, chuyển vị của thanh chống. Tính toán bằng chương trình "Ngôi sao chắn giữ Support" theo phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh. Khi tính toán đã kể đến việc trong hố đã có bơm vữa gia cố nên lấy m = 5500 kN/m^4.

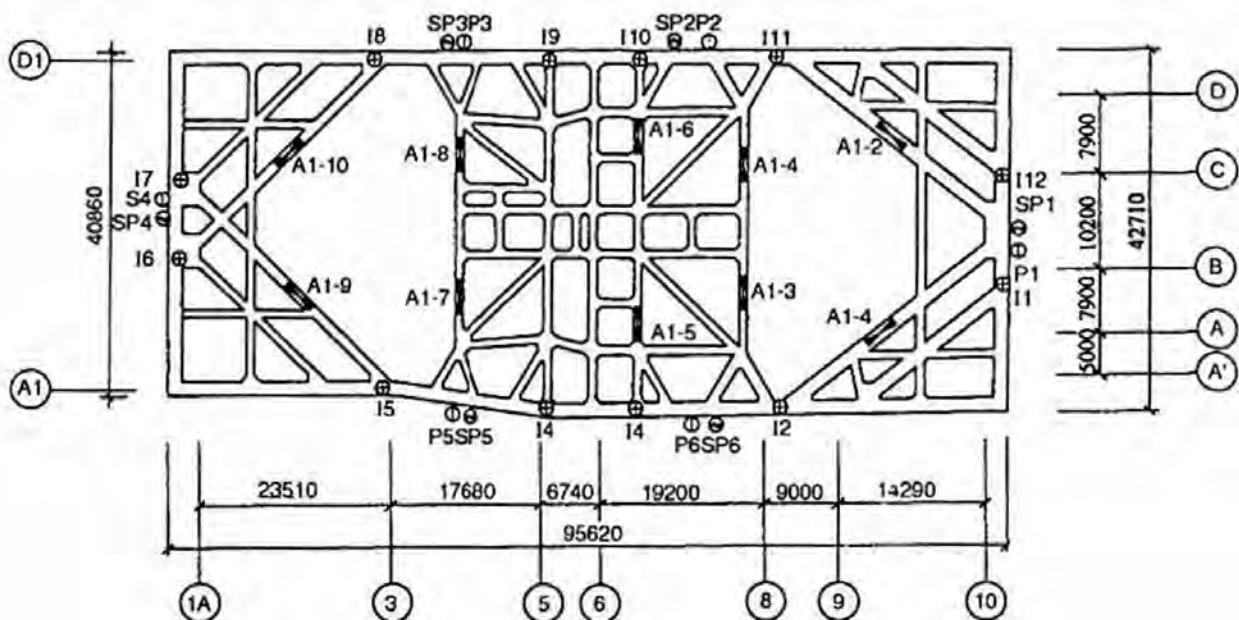


Hình 6.64: Mặt cắt kết cấu chắn giữ và sơ đồ áp lực nước đất (Theo địa tầng 2, 3, 4... như trong bảng 4.14)

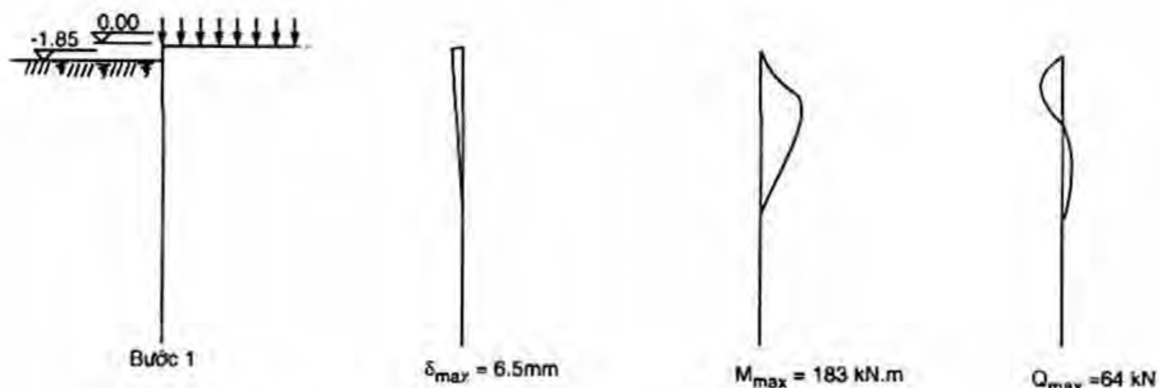


Hình 4.65: Sơ đồ bố trí cọc khoan nhồi làm kết cấu chắn giữ

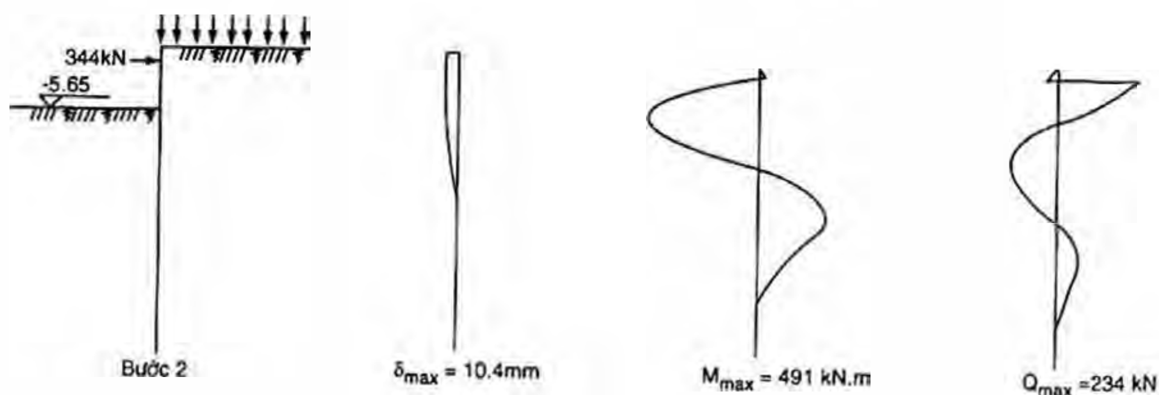
Trong quá trình tính toán có xét đến ảnh hưởng của chuyển vị ở điểm chống đối với nội lực của thân tường quây giữ và lực trục trong thanh chống, tức la tính theo trình tự thi công phân tầng đào đất, mỗi lần đặt một tầng chống lại căn cứ vào chuyển vị trước ở thân tường trong lần trước để điều chỉnh lại. Sơ đồ tính toán và kết quả tính toán có kể đến quá trình thi công xem trên hình từ 4.67 đến 4.73. Trong đó δ_{max}, M_{max} và Q_{max} lần lượt là chuyển vị, mô men uốn và lực cắt lớn nhất.



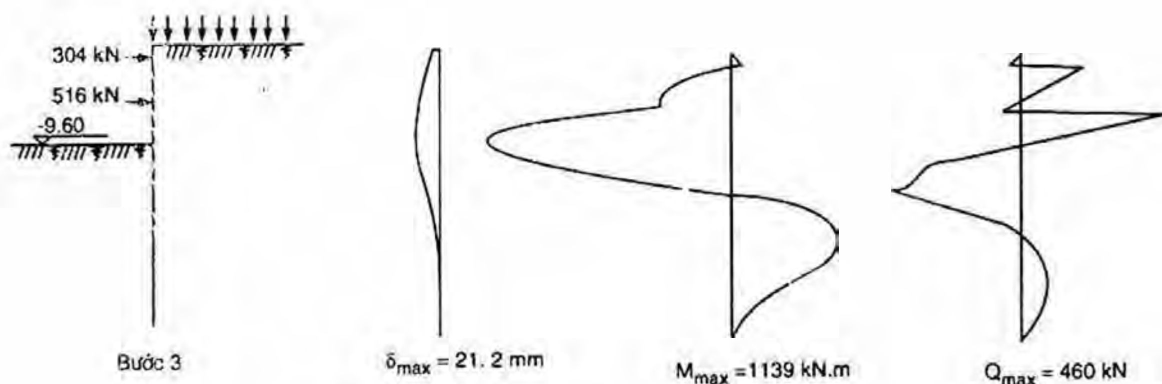
Hình 4.66: Sơ đồ mặt bằng bố trí thanh chống và bố trí điểm đo



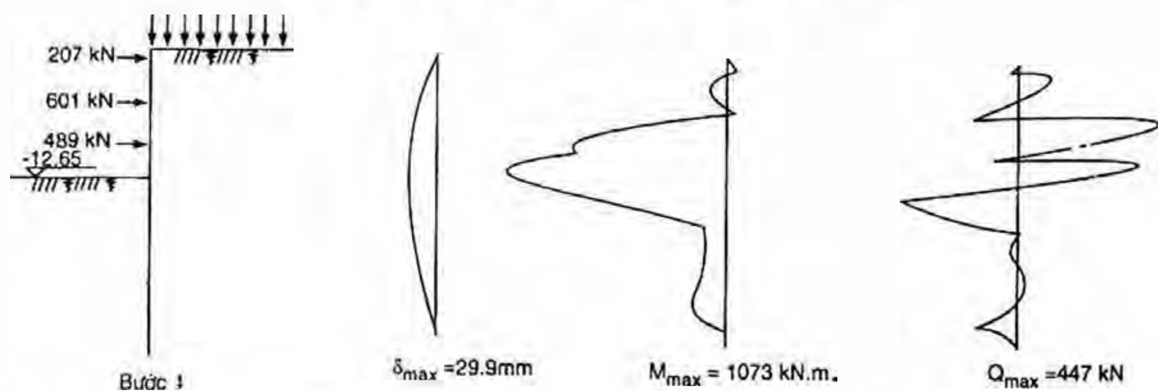
Hình 4.67: Kết quả tính toán đào bước 1



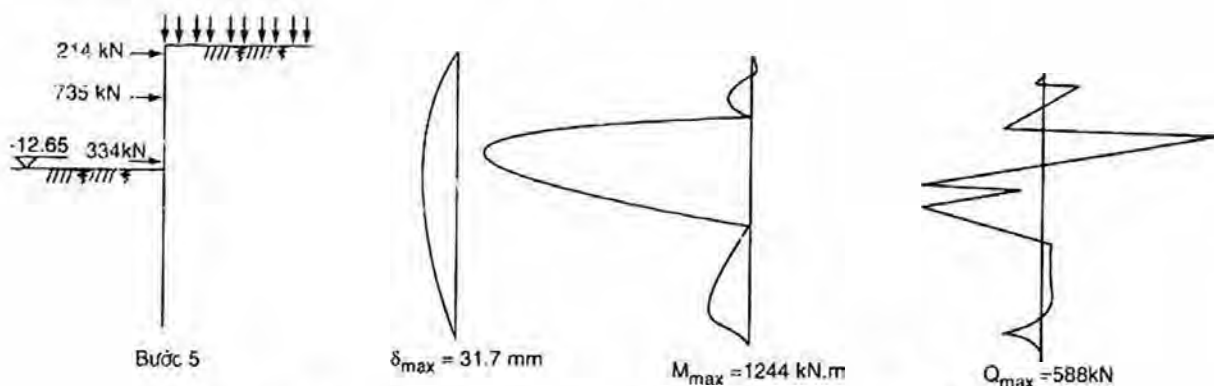
Hình 4.68: Kết quả tính toán đào bước 2



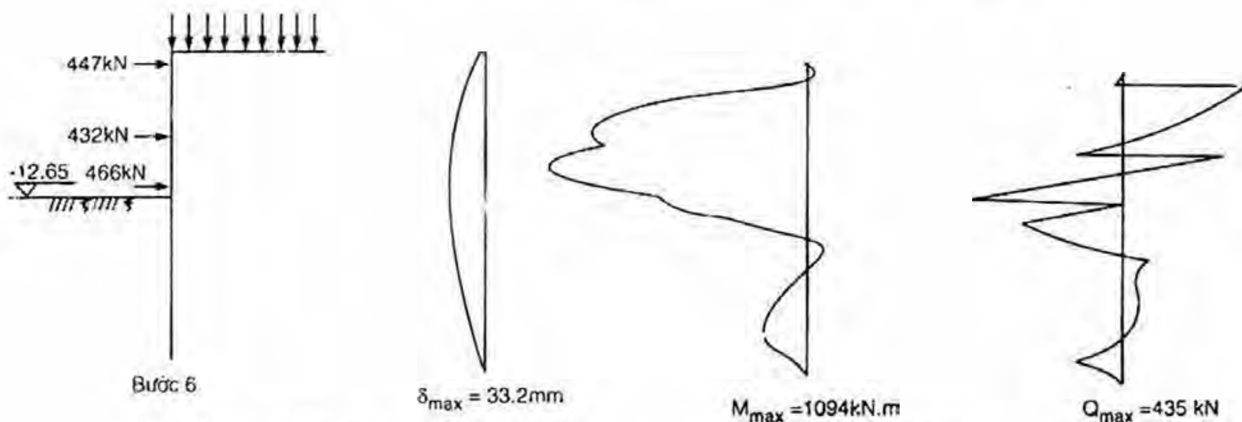
Hình 4.69: Kết quả tính toán đào bước 3



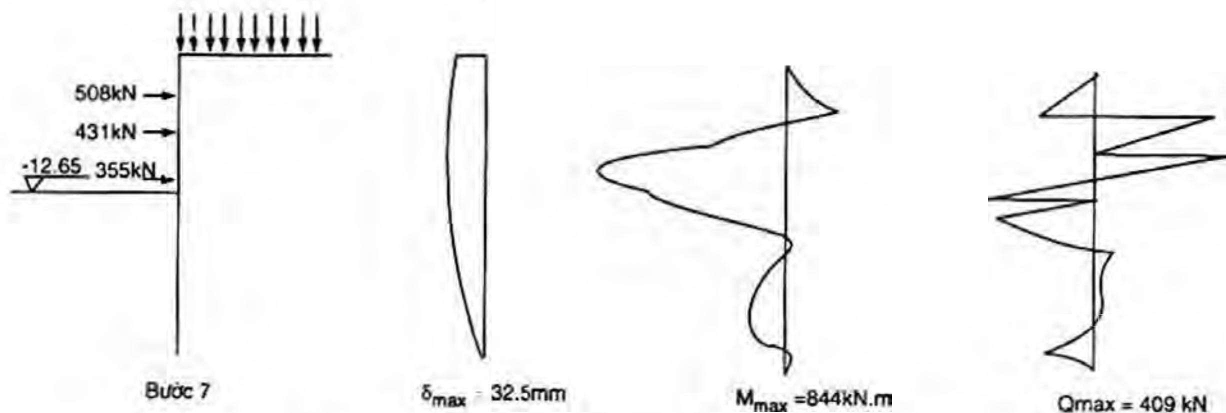
Hình 4.70: Kết quả tính toán đào bước 4



Hình 4.71: Kết quả tính toán sau khi đổ bêtông xong đáy tầng ngầm



Hình 4.72: Kết quả tính toán sau khi đổ bêtông sàn tầng ngầm



Hình 4.73: *Kết quả tính toán sau khi đổ xong bêtông nắp sàn tầng ngầm*

Từ hình 4.67 đến hình 4.73 thu được số liệu kết quả tính toán tường chắn và thanh chống là:

Mômen uốn lớn nhất ở thân cọc M = 1139kN.m;

Chuyển vị lớn nhất ở thân cọc δ = 33,2mm (ở chỗ gần đáy hố);

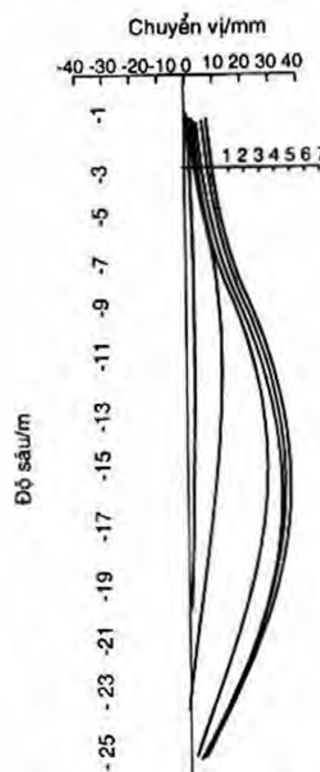
Lực trục lớn nhất ở thanh chống (trị âm là lực nén):

N_1 = -447 kN;

N_2 = -735 kN;

N_3 = -489 kN.

Trong quá trình thi công công trình này có đặt các điểm đo như hình 4.66. Trên hình 4.74 trình bày đường cong thực đo về sự thay đổi của chuyển vị ngang theo chiều sâu tại điểm 14.



Hình 4.74: *Kết quả đo về sự thay đổi của chuyển dịch ngang theo chiều sâu của điểm 14*

1. Sau khi đặt tầng thanh chống thứ nhất; 2. Sau khi đặt tầng chống thứ 2; 3. Sau khi đặt tầng chống thứ 3; 4. Sau khi đổ xong bản đáy; 5. Sau khi tháo tầng chống thứ 3; 6. Sau khi tháo tầng chống thứ 2; Sau khi tháo tầng chống thứ 1.

4.6. THI CÔNG CHẮN GIỮ BẰNG CỌC HÀNG

4.6.1. Thi công cọc khoan nhồi

4.6.1.1. Thi công cọc khoan nhồi bằng khoan khô

Với loại cọc nhồi khoan lỗ ở trong các nền đất sét thông thường, đất cát và đất lấp bằng nhân công mà lại ở trên mực nước ngầm thì có thể áp dụng phương pháp thi công làm lỗ khô, tức là khoan mà không dùng dung dịch sét, không tuần hoàn.

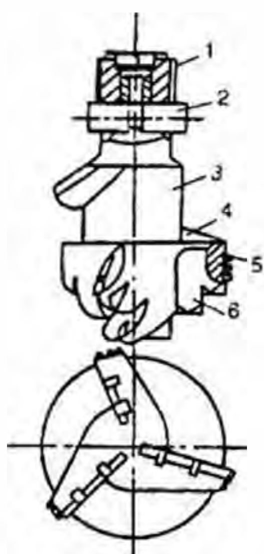
Thường làm lỗ bằng máy khoan lỗ guồng xoắn. Máy khoan lỗ guồng xoắn được tổ thành bởi máy chủ, bánh xe, cần khoan xoắn ốc, đầu khoan, giá trượt, bộ chuyển đất v.v... Chủ yếu lợi dụng đầu khoan xoắn cắt vào đất, đất cắt ra quay theo đầu khoan xoắn và chạy men theo lá xoắn để ra ngoài. Loại máy khoan này kết cấu giản đơn, sử dụng tin cậy, thao tác làm lỗ hiệu suất cao, chất lượng tốt, không chấn động, không tiếng ồn, thích hợp nhất với loại đất sét đồng nhất, có thể xuyên qua tầng cát rất nhanh. Máy làm lỗ kiểu guồng xoắn hoặc kiểu gàu khoan như hình 4.75.



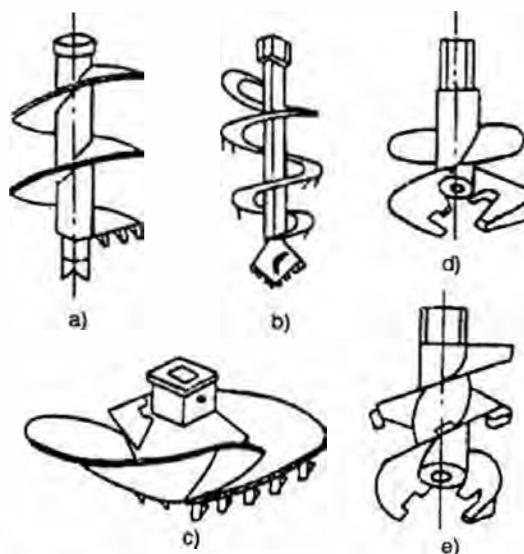


***Hình 4.75:** Máy khoan bằng guồng xoắn dài (a) và bằng gàu khoan (b) của hãng Bauer (Đức)*

Có rất nhiều loại đầu khoan, các loại thường dùng như hình 4.76, hình 4.77. Tính năng kĩ thuật của máy tạo lỗ có thể tìm hiểu từ các nước như Trung Quốc (LZ-10, LZ-400), Đức (Bauer), Ý (Trevi, Soilmec), Nhật (Sanwa, Hitachi...).



Hình 4.76: Đầu khoan xoắn
1. Bộ liên kết; 2. Cái chốt;
3. Thân đầu khoan;
4. Đai xoắn ốc; 5. Lưỡi cắt gọt; 6. Cánh lá.



Hình 4.77: Hình thức kết cấu đầu khoan xoắn đường kính lớn
a) Đầu khoan cánh xoắn; b) Đầu khoan bậc thang; c) Đầu khoan xoắn chậm; d) Đầu khoan đục đá; e) Đầu khoan vào đá trôi.

Trong thao tác làm lỗ khô, kiểu guồng xoắn được ứng dụng nhiều nhất, dây chuyền công nghệ thi công như hình 4.78. Để bảo đảm chất lượng cuối cùng của cọc, trong khi thi công phải chú ý các mặt sau đây:

1) Sau khi máy khoan vào vị trí, kiểm tra không thấy có sai lệch, cho cần khoan từ từ di chuyển xuống, khi cần khoan tiếp xúc với mặt đất, cho môtơ chạy, lúc đầu tốc độ khoan phải chậm để cho cần khoan đỡ bị lắc và dễ điều chỉnh vị trí cọc và độ thẳng đứng của cọc;

2) Nếu thấy cần khoan rung lắc thất thường hoặc khó xuống thì phải nhấc ngay khoan lên để kiểm tra, loại bỏ đá tảng hoặc chướng ngại vật ở dưới, tránh làm hỏng máy hoặc làm lệch lỗ cọc;

3) Gặp tầng đất cứng phải khoan vào với tốc độ chậm để bảo đảm đường kính và độ thẳng đứng của lỗ;

4) Khi khoan tới cốt thiết kế, phai cho máy chạy không tải ở nguyên vị trí để dọn sạch đất, sau khi dừng khoan khi nhấc cần khoan lên và đổ đất đi. Khi chạy không tải để dọn đất, không được cho khoan ăn xuống, khi nhấc khoan lên để đổ, không được cho cần khoan quay ngược lại;

5) Đất do khoan keo lên không được chất đống trên miệng hố, phải kịp thời dọn đi;

6) Khi cẩu dựng lắp lồng cốt thép phải đề phòng lồng bị biến dạng và tránh va vào thành hố. Bên ngoài lồng cốt thép phải gắn các cục đệm bằng bêtông đúc sẵn để bảo đảm độ dày của tầng bêtông bảo vệ;

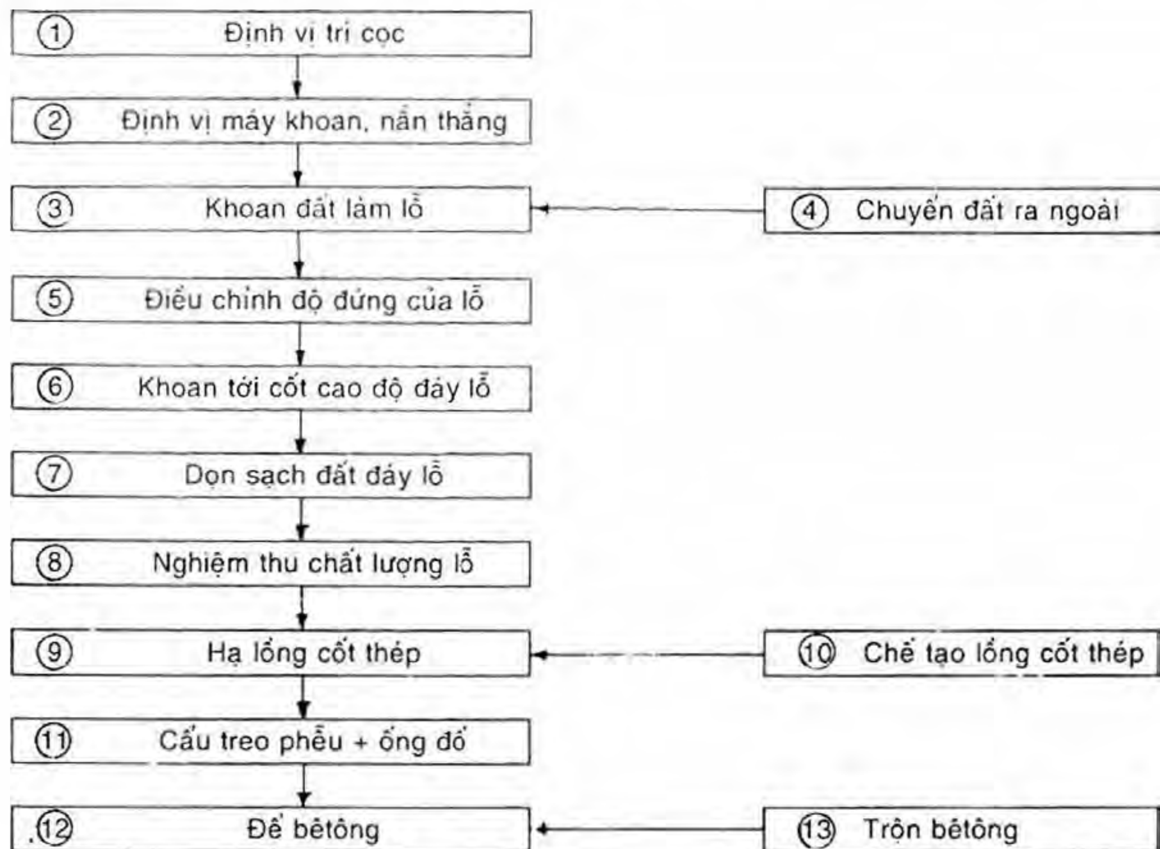
7) Lỗ khoan xong sau khi kiểm tra đạt yêu cầu phải đổ bêtông kịp thời, không được để lỗ trống cách qua đêm. Bêtông được đổ vào lỗ từ thùng/phễu treo, thường khi đổ ở độ sâu trên 6m thì bêtông tự lèn chặt bằng lực rơi xuống, khi nhỏ hơn 6m thì phải dùng

sào tre để chọc bằng tay, khi chỉ còn 2m trên cùng thì dùng đầm dùi rung cho chặt. Độ sụt bêtông thường áp dụng là:

Với đất sét thông thường nên dùng 5 - 7cm, đất cát nên dùng 7 - 9cm, đất lớt nên dùng 6 - 9cm; mác bêtông không thấp hơn C15.

8) Khi cốt cao đỉnh cọc thấp hơn mặt đất thì miệng hố đào phải có nắp đậy để tránh người hoặc vật rơi xuống lỗ.

Gần đây có loại gầu khoan (hình 4.75b) nhập của các nước Nhật, Đức, Ý rất được trong nước ưa chuộng, loại máy này chủ yếu thích dụng trong các địa tầng, đặc biệt là trong đất yếu. Ưu điểm chính của nó là tránh phải vận chuyển một lượng lớn bùn ra ngoài và tránh bị bùn làm bẩn môi trường xung quanh. Gầu khoan vừa là công cụ cắt đập đất, vừa là thùng đựng đất tạm thời. Khi khoan không phải dùng dung dịch tuần hoàn nhưng để bảo đảm ổn định thành lỗ trong khi khoan, phải cho đầy bùn sét loại tốt vào trong lỗ (gọi là bùn ổn định). Với loại đất sét, đất bột, một số loại đất cát và đất bùn thì gầu khoan có hiệu suất khoan vào rất cao.

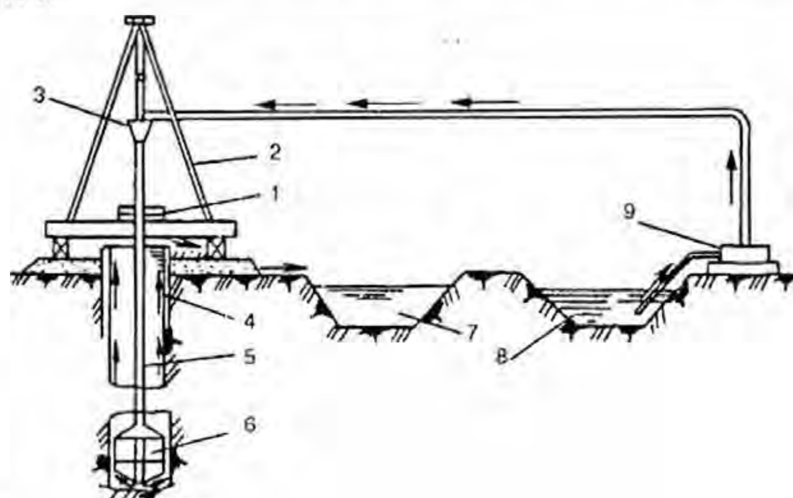


Hình 4.78: Dây chuyền công nghệ thi công làm lỗ khô của cọc khoan nhồi

4.6.1.2. Thi công cọc khoan nhồi theo công nghệ làm lỗ ướt

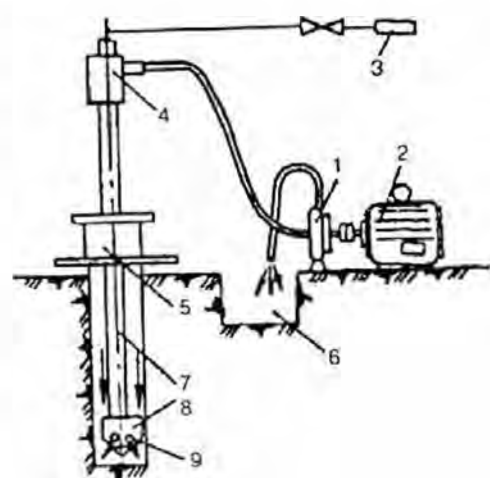
Phương pháp làm lỗ ướt để thi công cọc nhồi khoan lỗ thích hợp với các lớp đất sét phổ thông, bùn nhão và đất bùn, đất cát, đất đá sỏi. Đặc biệt thích hợp với các lớp đất ở trong mực nước ngầm tương đối cao. Máy làm lỗ ướt có: máy khoan lỗ xung kích, máy làm lỗ xung ngoạm, máy khoan quay tuần hoàn thuận nghịch, có thể sử dụng trong các loại đất khác nhau.

Máy khoan quay làm lỗ bằng cách lợi dụng sức quay cắt vào đất và khoan xuống, đồng thời với việc khoan đẩy đất ra, tiếp tục khoan xuống để tạo lỗ. Máy khoan quay hiện nay căn cứ vào sự khác nhau về trình tự tuần hoàn dịch sét để chia làm 2 loại là tuần hoàn thuận và tuần hoàn nghịch. Gọi là tuần hoàn thuận tức là đồng thời với việc khoan vào sẽ có máy bơm hút đẩy dịch sét vào vòi dẫn rồi qua ruột cần khoan phun vào trong lỗ. Dịch sét có đất khoan dâng lên theo lỗ khoan cho tới lỗ cửa ở trên đỉnh rồi chảy vào bể lắng, đất cặn đọng lại ở đấy, còn dịch sét thì vẫn đi vào trong bể chứa để tuần hoàn sử dụng như hình 4.79.



Hình 4.79: Máy khoan quay tuần hoàn thuận
1. Máy khoan; 2. Giá khoan; 3. Đầu vòi hứng dịch sét; 4. Ống giữ; 5. Cần khoan; 6. Đầu khoan; 7. Bể lắng; 8. Bể bùn; 9. Máy bơm dịch sét

Tuần hoàn nghịch khác tuần hoàn thuận là trình tự ngược nhau, dùng bơm để đẩy dịch sét vào trong lỗ, sau đó hút vào trong đầu khoan ở bên dưới của cần khoan, bùn đất thông qua cần khoan và bơm cát đá để vào bể lắng, sau khi lắng xuống lại đưa vào sử dụng tuần hoàn (hình 4.80). Phương pháp tuần hoàn nghịch có 2 kiểu hút dịch sét, tức là bơm tuần hoàn nghịch và không khí đẩy dịch sét lên. Bơm tuần hoàn nghịch khi đầu trên của ống khoan có ống mềm nối với bơm li tâm, lúc hút thì đầu tiên dùng bơm chân không hút không khí từ trong ống mềm và ống bơm ra, rồi cho chạy bơm li tâm hút dịch sét. Không khí đẩy dịch sét lên tức là thổi không khí nén vào chỗ gần đầu đáy của ống khoan, tạo ra một hỗn hợp không khí và dịch sét với mật độ tương đối nhỏ, tạo thành một chênh lệch mật độ giữa trong và ngoài ống, từ đó, tạo ra một luồng chảy từ dưới lên ở trong ống.



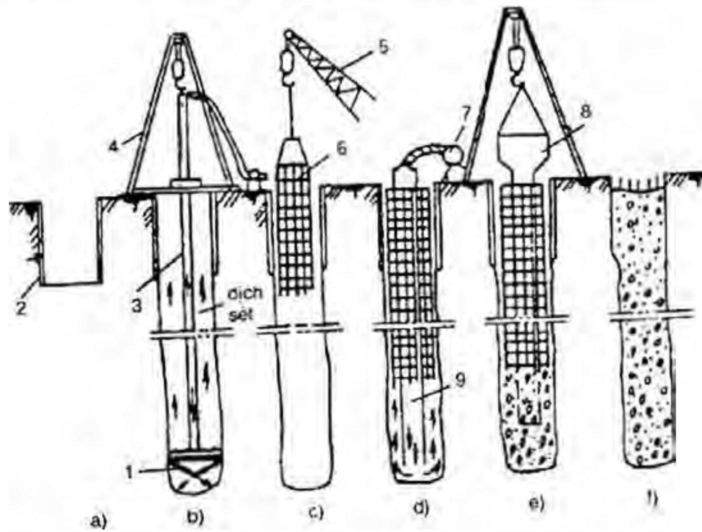
Hình 4.80: Sơ đồ nguyên lí khoan quay tuần hoàn nghịch
1. Bơm cát đá; 2. Môtơ; 3. Bơm chân không; 4. Đầu nước; 5. Bo quay; 6. Bể lắng; 7. Cái khoan; 8. Đầu khoan, 9. Cửa vào của dung dịch.

Máy bơm quay tuần hoàn thuận thường hay lấy máy khoan địa chất thuỷ văn có bệ quay hiện đang có rồi cải tạo một số bộ phận như mở rộng bệ đáy, tăng thêm bộ phận di động v.v... Bảng 4.15 nêu một số tính năng kĩ thuật chủ yếu của mấy loại máy bơm quay tuần hoàn thuận của Trung Quốc.

Bảng 4.15. Tính năng kĩ thuật chủ yếu của máy bơm quay tuần hoàn thuận (Trung Quốc)

Tính năng \ Loại máy		SPJ-300	SPC-300H	GJC-40H	Sao đỏ 300	Sao đỏ 400
Đường kính lỗ khoan/mm		500	500; 700	500-1700; 700	560-400	650
Độ khoan sâu/m		300	200-300; 80	300-40; 80	300	400
Đường kính cần khoan/mm		89	89	89	89; 114	114
Bệ quay	Đường kính lỗ thông/mm	300	505	505		
	Tốc độ quay thuận/r mm^{-1}	40; 70; 128	52; 78; 123	40 - 123	21; 34; 61; 83	22; 59; 80; 120
	Tốc độ quay ngược/r mm^{-1}	40; 70; 128	40	32 - 40	21; 43; 61; 83	22; 59; 80; 120
Tời chủ	Lực nâng lớn nhất/kN	29,4	29,4	29,4	19,6	29,4
	Tốc độ nâng/$m.s^{-1}$	0,67; 1,16; 2,08	0,72; 1,42; 2,04		0,37; 0,75; 1,07; 1,46	0,5; 1,1; 1,58; 2,13
Tời phụ	Lực nâng lớn nhất/kN	19,6	19,6	19,6 (3)	4,9	9,8
	Tốc độ nâng/$m.s^{-1}$	0,46; 0,8; 1,44	0,37; 0,7; 1,0		0,43; 0,72; 1,01; 1,41	0,5; 1,45; 2,0; 3,13
Tháp khoan	Độ cao/m	10,5	11	11	9,4	11
	Tải trọng xác định/kN	235	147	117	196	245
Bơm dịch sét	Nhãn mác	BW-870	BW-600/30	BW-1000/30		
	Lưu lượng/$L.min^{-1}$	870; 600	600	1000	600	1000; 670
	Áp lực/MPa	1,96; 2,91	2,94	1,47	1,18	1,31; 2,91
Máy động lực	Nhãn mác	4135T; J03-200	6135Q (6120Q-1)	6135Q		J02-82 - 4 02-82 - 6
	Công suất	80HP; 40kW	160HP	160HP	40kW	40kW; 30kW
Trọng lượng máy chủ/t					9,0	9,7
Trọng lượng máy khoan/t		11	15	17	10,46	10,6
Kích thước máy khoan	Trạng thái làm việc/mm				4400 × 3000 × 13500	5420 × 2690 × 12700
	Trạng thái di chuyển/mm	11700 × 2450 × 2670	10850 × 2470 × 3550	1085 × 2470 × 3550	9200 × 2500 × 3000	9900 × 2690 × 3700
Hãng sản xuất		Nhà máy mỏ Thượng Hải	Nhà máy cơ khí mỏ Thiên Tân		Nhà máy cơ khí khảo sát Trịnh Châu	

Dây chuyền công nghệ thi công cọc nhồi làm lỗ ướt xem hình 4.81 và hình 4.82.



Hình 4.81: Sơ đồ công nghệ thi công cọc khoan nhồi
a) Chôn ống dẫn; b) Khoan quay làm lỗ; c) Cẩu lắp lồng cốt thép; d) Dọn lỗ dọn cặn lần 2; e) Đổ bêtông trong nước; f) Rút ống dẫn, đổ bê tông xong.
1. Đầu khoan; 2. Ống dẫn; 3. Cần khoan; 4. Máy khoan; 5. Cần trục; 6. Lồng cốt thép; 7. Bơm cao áp; 8. Phễu. 9. Ống dẫn.

(1) Định vị cọc
(2) Đào máng dẫn
(3) Chôn ống giữ
(4) Định vị, chỉnh máy khoan thẳng đứng
(5) Làm lỗ
(6) Dọn lỗ lần 1
(7) Đo độ sâu, cặn lắng
Không được
(8) Chế tạo cốt thép
(9) Hạ lồng cốt thép
(10) Tuần hoàn dịch sét
(11) Vận chuyển dịch sét (đất)
(12) Hạ ống dẫn
(13) Dọn lỗ lần 2
(14) Đo cặn lắng
Không được
(15) Lắp vòng cách nước
(17) Trộn bêtông
(16) Đổ bêtông trong nước

Hình 4.82: Dây chuyền công nghệ thi công cọc nhồi làm lỗ ướt

Quá trình thi công chủ yếu như sau:

1) Thi công làm lỗ:

Công nghệ làm lỗ phải căn cứ vào đặc điểm công trình, điều kiện địa chất và yêu cầu thiết kế. Đường kính lỗ nhất thiết phải bảo đảm đường kính thiết kế của cọc. Đầu khoan phải có thiết bị để giữ đúng đường kính cọc. Nếu là dùng khoan hình côn thì góc của côn không được nhỏ hơn 120^0. Đường kính đầu khoan phải lựa chọn cho đúng với công nghệ thi công và đường kính thiết kế của cọc. Trong quá trình thi công làm lỗ phải thường xuyên kiểm tra kích thước đầu khoan, khi cần thì phải sửa lại cho đúng.

Trước khi chính thức thi công phải làm lỗ thử, số lượng không được ít hơn 2 lỗ để kiểm tra lại tài liệu địa chất, kiểm tra lại thiết bị, máy móc và công nghệ thi công đã lựa chọn cũng như các yêu cầu kĩ thuật xem có thật thích hợp chưa. Nếu thấy đường kính lỗ, độ thẳng đứng của lỗ, sự ổn định của thành lỗ, bùn đọng ở đáy lỗ v.v... không thể đạt được yêu cầu thiết kế thì phải định ra biện pháp kĩ thuật bổ cứu, hoặc lựa chọn lại công nghệ làm lỗ.

Thi công làm lỗ phải hoàn thành một lần không được gián đoạn. Thời gian từ khi hoàn thành làm lỗ đến khi đổ bêtông không được gián cách quá 24 giờ. Dung dịch sét dùng để giữ thành có thể làm từ đất sét tại chỗ, hoặc làm từ sản phẩm bentonite đã điều chế sẵn và tuỳ theo các công nghệ làm lỗ và điều kiện địa chất khác nhau để lựa chọn sử dụng trong phạm vi của bảng 4.16.

Bảng 4.16. Chỉ tiêu tính năng kĩ thuật của dịch sét dùng giữ thành lỗ khoan

Hạng mục		Chỉ tiêu dịch sét dẫn vào	Chỉ tiêu dịch sét thoát ra
Mật độ	Làm lỗ tuần hoàn thuận	≤ 1,15	≤ 1,30
	Làm lỗ tuần hoàn nghịch	≤ 1,10	≤ 1,15
Độ nhớt	Làm lỗ tuần hoàn thuận	18'' - 22''	20'' - 26''
	Làm lỗ tuần hoàn nghịch	16'' - 18''	18'' - 22''

Sau khi làm lỗ đến độ sâu thiết kế, phải kiểm tra lại độ sâu lỗ, đường kính lỗ, độ thẳng đưng của lỗ và mật độ của dịch sét, xác nhận là phù hợp yêu cầu mới được tiếp tục thi công bước tiếp theo.

2) Dọn sạch lỗ:

Dọn sạch lỗ phải làm 2 lần, lần đầu làm ngay sau khi hoàn thành việc tạo lỗ, lần thứ 2 làm sau khi hạ lồng cốt thép và lắp xong ống đổ bê tông.

Các phương pháp dọn lỗ thường dùng có: dọn lỗ tuần hoàn thuận, dọn lỗ tuần hoàn thuận bơm hút và dọn lỗ tuần hoàn nghịch đẩy khí tuỳ theo phương thức tuần hoàn khi làm lỗ. Trong quá trình dọn lỗ phải đo chỉ tiêu của dịch sét, mật độ của nó sau khi dọn lỗ xong phải nhỏ hơn 1, 15. Sau khi dọn lỗ phải đo cặn lắng ở đáy lỗ, cặn lắng đáy lỗ

đối với cọc chắn giữ phải nhỏ hơn 30cm. Sau khi dọn lỗ lần 2 xong ở trong lỗ phải duy trì độ cao cột nước và phải đổ bêtông ngay trong vòng 30 phút. Nếu để quá 30 phút thì trước khi đổ bêtông phải đo lại cặn lắng đáy lỗ và phải đáp ứng đúng quy định.

3) Thi công lồng cốt thép:

Lồng cốt thép nên chế tạo thành từng đoạn, độ dài mỗi đoạn phải xác định tuỳ thuộc vào các nhân tố như độ cứng tổng thể của cả lồng, độ dài thanh thép đưa về hiện trường, độ cao hữu hiệu của thiết bị cẩu trục v.v... Để bảo đảm độ dày của tầng bêtông bảo vệ, trên thân lồng phải có các cục bêtông đệm, số lượng cục bêtông đệm ở mỗi đoạn không ít hơn 2 nhóm, độ dài quá 12m thì phải thêm 1 nhóm nữa ở giữa, số lượng của mỗi nhóm không ít hơn 3 cục, lại phải phân bố đều trên cùng 1 mặt cắt và gắn vào với cốt chủ, cục bảo vệ có thể là cục bánh xe bằng bêtông hoặc cục định vị bằng thép. Khi cẩu trục, vận chuyển và lắp ghép lồng cốt thép phải chú ý giữ không để biến dạng. Điểm cẩu trục nên đặt ở vị trí cốt đai tăng cường. Nếu lồng cốt thép được hạ xuống theo phương pháp thả chìm phân đoạn thì cốt thép chủ dọc phải được nối hàn và phải đặc biệt chú ý chất lượng mối hàn, số lượng đầu nối trên cùng một mặt cắt không được lớn hơn 50% cốt dọc, gián cách của đầu nối gần nhau không được nhỏ hơn 500mm. Với loại lồng cốt thép đặt thép không đồng đều, khi lắp đặt phải chú ý phương chiều của chúng.

4) Thi công bêtông dưới nước:

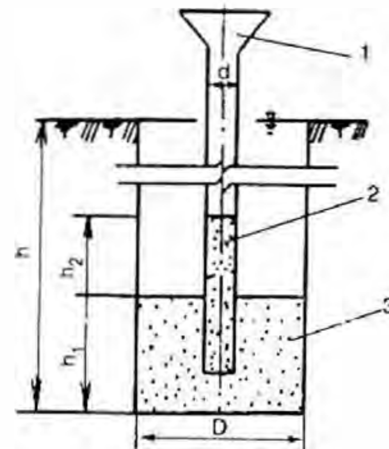
Phương pháp thiết kế tỉ lệ trộn bêtông phải chấp hành theo tiêu chuẩn kĩ thuật thiết kế tỉ lệ cấp phối của bêtông phổ thông. Trước khi chính thức trộn bêtông, bêtông phải được trộn thử, cường độ bêtông trộn thử phải cao hơn 15% - 25% so với cường độ thân cọc theo thiết kế, độ sụt là 16 - 20cm, hàm lượng cát 40% - 45%, lượng ximăng không được dưới 380 kg/m^3, lượng ximăng lớn nhất không được quá 500 kg/m^3. Phải có tính dẻo và tính lưu động tốt. Tổn thất độ sụt phải đáp ứng yêu cầu đổ bêtông, thời gian sơ ninh của bêtông phải bằng 2 lần thời gian đổ bêtông bình thường.

Đổ bêtông dưới nước là một giai đoạn công tác then chốt trong việc bảo đảm chất lượng cọc, trước khi đổ phải làm tốt mọi việc chuẩn bị, bảo đảm bêtông được đổ liên tục và nhịp nhàng mọi việc. Thời gian để đổ bêtông một cọc đơn không quá 8 giờ. Hệ số đầy chặt khi đổ bêtông không được nhỏ hơn 1, cũng không nên lớn hơn 1,3.

Đường kính trong của ống dẫn dùng để đổ bêtông phải xác định theo đường kính của cọc và khối lượng bêtông phải đổ trong 1 giờ, thường là ϕ200 - 250mm, thành ống dày không dưới 3mm. Đoạn ống đáy thứ nhất của ống dẫn phải dài hơn 4,0m, độ dài tiêu chuẩn mỗi đoạn của ống dẫn 3m là vừa. Nút cách nước dùng để đổ bêtông dưới nước có thể đúc bằng bêtông, cường độ bêtông không thấp hơn C20, ngoại hình phải tròn trĩnh nhẵn nhụi và phải có kèm theo đệm cao su.

Khi đổ bêtông, ống dẫn phải được lắp toàn bộ vào trong lỗ, vị trí phải thật đúng giữa lỗ. Độ cao cửa đáy ống dẫn cách đáy lỗ phải vừa để có thể bật nút và bêtông chảy

ra, thường khống chế trong khoảng 500cm. Nút cách nước phải dùng dây thép treo vào trong ống. Trước khi đổ bêtông phải đổ 0,1 - 0,2m^3 vữa ximăng cát theo tỉ lệ 1 : 1,5, sau đó mới đổ bêtông. Chờ cho đủ lượng đổ bêtông đầu tiên mới được cắt đứt dây thép buộc nút cho bêtông tụt vào đáy lỗ. Lượng đổ bêtông đầu tiên này phải làm sao cho đủ để sau khi đổ thì ống dẫn có thể chôn vào trong bêtông không ít hơn 0,8 - 1,3m, áp lực của cột bêtông trong ống dẫn và của cột vữa ở ngoài ống là cân bằng. Thể tích lượng bêtông đổ đầu tiên như thể hiện trong hình 4.83, xác định theo công thức sau:



Hình 4.83: Sơ đồ để tính lượng bêtông đổ đầu tiên
1. Phễu đổ vật liệu;
2. Ống dẫn; 3. Lỗ khoan.

$$V \geq \frac{1}{4}\pi h_1 d^2 + \frac{1}{4}\pi k D^2 h_2 \tag{4.80}$$

$$h_1 = (h - h_2)\frac{\gamma_w}{\gamma_c}$$

Trong đó:

V - thể tích bêtông đổ đầu tiên (m^3);

h_1 - độ cao cần thiết để bảo đảm cân bằng giữa cột bêtông trong ống dẫn với cột vữa ngoài ống (m);

h - độ sâu lỗ cọc (m);

h_2 - độ cao mặt bêtông bên ngoài ống dẫn sau khi đổ lượng bêtông đầu tiên, lấy bằng 1,3 - 1,8m,;

γ_w - độ đặc của vữa 11 - 12 kN/m^3;

γ_c - độ đặc của bêtông 23 - 24 kN/m^3;

d - đường kính trong của ống dẫn (m);

k - hệ số đầy đặn của bêtông, lấy 1,3;

D - đường kính lỗ cọc (m).

Độ chôn sâu của ống dẫn trong bêtông khi đổ bêtông dưới nước là cực kì quan trọng đối với việc đổ bêtông có được thuận lợi hay không và từ đó dẫn đến chất lượng cọc có được bảo đảm hay không. Nếu ống dẫn chôn sâu quá, khi thao tác hơi sơ xuất một tí là ống dẫn bị kéo bật lên khỏi mặt bêtông, hoặc vì lỗ sâu độ chênh áp lực lớn, ống

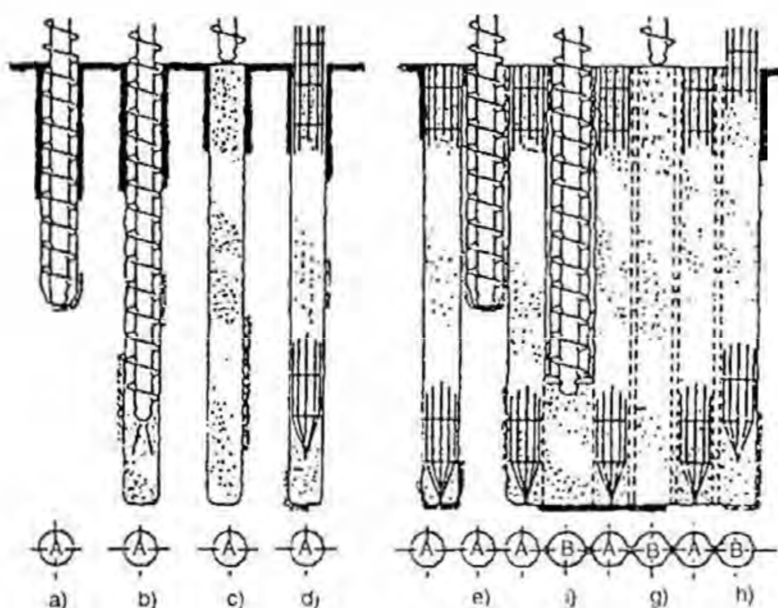
dẫn chôn nông có thể dẫn đến bêtông mới đổ lộn lên trên mặt, gây ra sự cố kẹp bùn hoặc là đứt cọc. Nếu ống dẫn chôn sâu quá, sẽ xẩy ra, hoặc do lực cản khi đẩy lên lớn sinh ra chẩy xoáy tạo thành kẹp bùn, hoặc do lực cản bêtông ra khỏi ống trồi lên lớn, bêtông ở bên trên bị một thời gian dài không di động, độ lưu động bị mất đi, tạo thành bêtông đổ không được hoặc các vấn đề chất lượng khác. Do đó, trong suốt quá trình đổ bêtông, ống dẫn phải luôn luôn bị chôn trong bêtông, nghiêm ngặt khống chế không thể để cho ống dẫn bị lôi lên khỏi mặt bêtông. Độ sâu ống dẫn chôn vào trong bêtông nên là 3 - 10m là vừa, độ chôn trong bêtông của ống dẫn ít nhất cũng không được nhỏ hơn 2m. Ống dẫn phải năng nhấc lên, một lần nhấc ống không được quá 6m.

Trong khi đổ bêtông phải đề phòng lồng cốt thép bị trồi lên.

Độ cao thực tế đổ bêtông phải cao hơn cốt cao thiết kế đỉnh cọc một đoạn nhất định, phần cao hơn này phải xác định tuỳ thuộc vào độ dài của cọc, điều kiện địa chất và công nghệ làm lỗ. Độ cao này ít nhất cũng không nên nhỏ hơn 5% độ dài của cọc, và phải bảo đảm đúng độ cao của đáy dầm vòng của kết cấu chắn giữ và chất lượng của phần thân cọc ở dưới đó phải đảm bảo yêu cầu thiết kế.

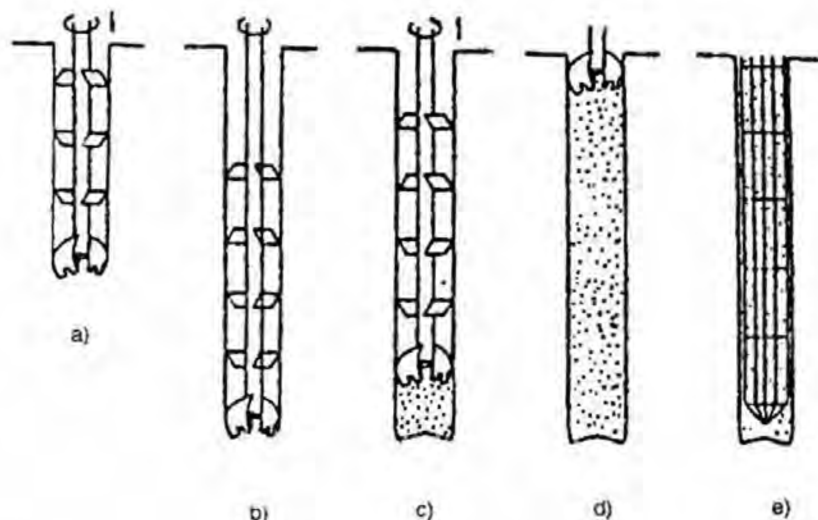
Đương nhiên, khi dùng cọc nhồi để làm cọc hàng chắn giữ hố móng, thân cọc phải được xếp hàng thành một đường thẳng, để sau khi đào xong hố móng thì thành hố được thẳng phẳng, khi thi công cọc thường phải gián cách 2 cây cọc, theo số hiệu của cọc để thi công trước các cọc số 1, 4, 7, 10, sau đó là 2, 5, 8, 11.

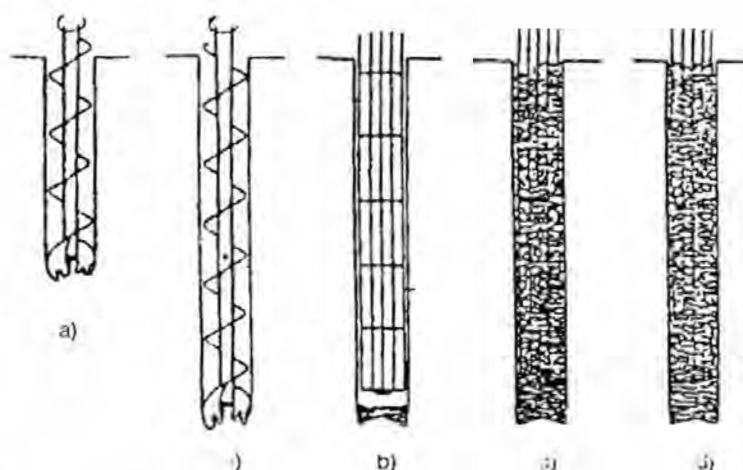
Một số dạng công nghệ và hình thức cũng như cách bố trí thép trong hàng cọc, ngoài hình thức cơ bản vừa nêu, có thể tham khảo thêm theo sự trình bày ở các hình 4.84 đến hình 4.87.



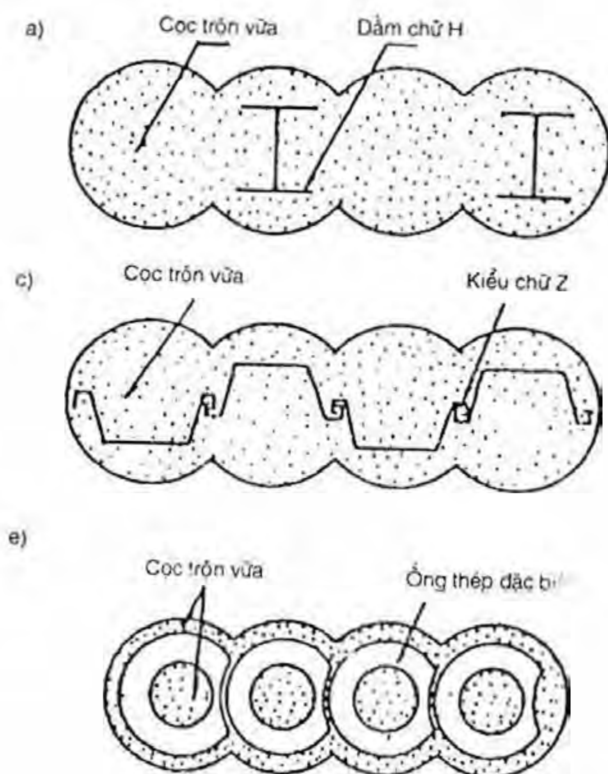
Hình 4.84: Cọc MIP (Mixed – in – place Pile)

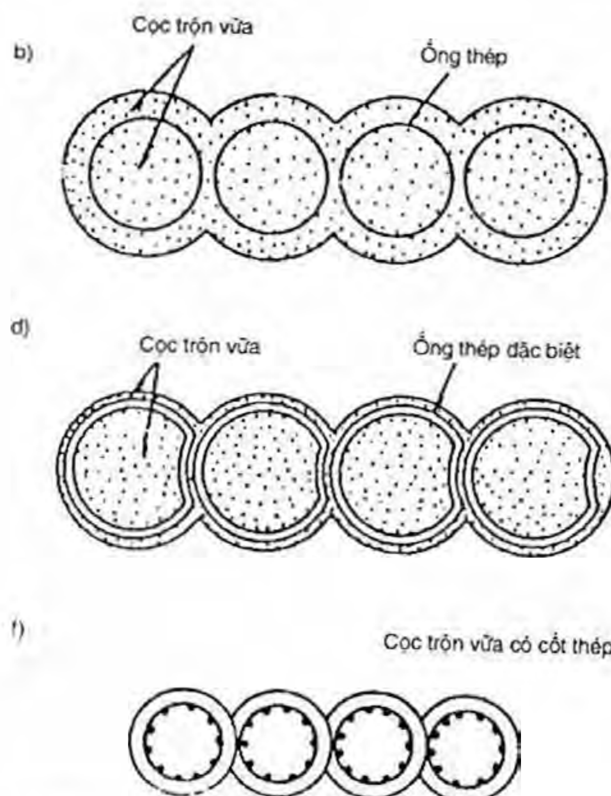
Hình 4.85: *Cọc PIP (Packed-in-place Pile) a) Tạo lỗ bằng guồng xoắn dài; b) Khoan đến độ sâu thiết kế; c) Vừa rút khoan vừa bơm vữa ximăng cát; d) Kết thúc bơm vữa; e) Cho lồng thép hoặc thép hình chữ H.*





Hình 4.86: *Cọc CIP (Cast-in-place Pile) a) Tạo lỗ bằng khoan guồng xoắn dài; b) Khoan đến độ sâu thiết kế; c) Cho lồng thép và ống rót vữa; d) Cho cốt liệu thô sau khi rót xong vữa; e) Rút ống rót vữa, xong cọc.*





Hình 4.87: *Cọc làm tại chỗ có gia cường thép hoặc cọc BTCT đúc sẵn*

Trình tự làm tường cọc trộn vữa (hình 4.84): a) khoan guồng xoắn; b) rút khoan và bơm vữa; c) đổ xong bêtông; d) đặt cốt thép hoặc thép hình; e) khoan guồng xoắn; f) rút khoan và bơm vữa; g) đổ xong bêtông; h) đặt cốt thép hoặc thép hình.

Lần đầu làm cọc số lẻ /A.

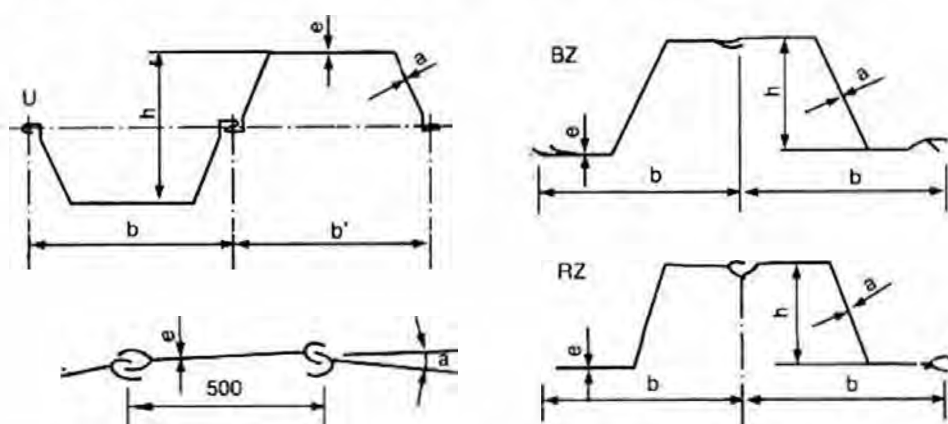
Lần thứ 2 làm cọc số chẵn /B.

4.6.2. Thi công cọc bản

Các loại cọc bản thường dùng làm kết cấu tường chắn giữ có:

1) Cọc bản thép

Hình dạng mặt cắt thường dùng có chữ U, chữ Z hoặc cọc bản thẳng bụng kiểu máng v.v... tuỳ theo các hãng sản xuất như trình bày ở hình 4.88.



Hình 4.88: Hình dạng mặt cắt cọc bản thép thường dùng

Kết cấu chắn giữ bằng cọc bản thép tức là dùng cọc bản thép đóng vào trong đất, có đặt các thanh chống hoặc neo cần thiết để chống lại áp lực đất, áp lực nước, đảm bảo cho đất xung quanh hố móng được ổn định.

Chắn giữ bằng cọc bản thép có ưu điểm là: chất lượng vật liệu của cọc bản tin cậy, trong tầng đất yếu thì tốc độ thi công nhanh, và tương đối giản đơn, khả năng ngăn nước tương đối tốt, loại cọc bản tạm thời có thể nhổ lên dùng lại nhiều lần, giá thành hạ.

2) Cọc bản bêtông cốt thép: như hình 4.89, cọc bản BTCT thường có mặt cắt hình chữ nhật kết hợp với nhau bằng máng rộng. Đầu mũi cọc làm thành vát dốc 3 mặt để dễ đóng xuống và dễ chèn chặt vào nhau. Máng và mộng của loại cọc này không thể kết chặt được theo suốt chiều dài cọc, bởi vì khi đóng vào đất, thường hay có những cục đất nhỏ kẹp chặt vào trong máng, làm cho cọc bị tách dần ra. Do đó, trong thực tế, mộng chỉ có thể làm được trong phạm vi độ cao 1,5 - 2m từ chân cọc trở lên, các chỗ khác máng bị hở và có thể bơm nhồi vữa ximăng vào lỗ để bịt kín lại. Cọc bản BTCT thi công thuận lợi, giá thành hạ, thường thì sau khi công trình kết thúc không nhổ lên nữa, không dẫn đến ảnh hưởng hoặc tổn hại đến công trình ở gần đó nhưng lại phải tính toán rất kĩ ảnh hưởng của việc đóng cọc BTCT đến các công trình ở xung quanh.

Hình 4.89: Cọc bản bêtông cốt thép

Hiện nay, với loại hố móng sâu hay dùng cọc bản thép, sau đây, xin lấy cọc bản thép làm ví dụ để giới thiệu về trình tự thi công cọc bản:

1. Thiết bị thi công cọc bản thép

Thiết bị thi công cọc bản thép có máy đóng cọc xung kích, bao gồm búa rơi tự do, búa điêzen, búa hơi v.v... máy đóng cọc chấn động, có thể dùng để đóng cọc và nhổ cọc, ngoài ra còn có máy nén cọc tĩnh v.v...

Để việc đóng cọc bản thép được tiến hành thuận lợi, phải lựa chọn loại máy thi công cho thích hợp, trong đó căn cứ chủ yếu là trọng lượng, độ dài và số lượng của cọc bản thép; Tình trạng chất đất phải có lợi cho việc đóng và nhổ cọc bản thép; lại phải thoả mãn các yêu cầu về khống chế tiếng ồn và chấn động đối với môi trường xung quanh. Tham khảo bảng 4.17 để lựa chọn máy thích hợp.

Bảng 4.17. Các trường hợp thích dụng của các loại máy

Loại máy		Máy đóng cọc xung kích			Búa rung	Máy nén áp lực dầu
		Búa điêzen	Búa hơi	Búa rơi		
1	2	3	4	5	6	7
Cọc bản thép	Hình thức	Mọi loại cọc bản, trừ cọc bản nhỏ	Mọi loại cọc bản trừ cọc bản nhỏ	Mọi loại cọc bản	Mọi loại cọc bản	Mọi loại cọc bản trừ cọc bản nhỏ
	Độ dài	Tuỳ ý	Tuỳ ý	Cọc ngắn	Không hợp với cọc dài quá	Tuỳ ý

Bảng 4.17 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7
Điều kiện chất đất	Đất bột mềm yếu	Không hợp	Không hợp	Thích hợp	Thích hợp	Có thể
	Đất bột đất sét	Thích hợp	Thích hợp	Thích hợp	Thích hợp	Thích hợp
	Tầng cát	Thích hợp	Thích hợp	Không hợp	Có thể	Có thể
	Tầng đất cứng	Có thể	Có thể	Không thể	Không thể	Không hợp
Điều kiện thi công	Thiết bị phụ trợ	Quy mô lớn	Quy mô lớn	Giản đơn	Giản đơn	Quy mô lớn
	Âm thanh	Cao	Hơi cao	Cao	Thấp	Hầu như không
	Chấn động	Mạnh	Mạnh	ít	Mạnh	Không
	Năng lượng xuyên	Lớn	Thường	Nhỏ	Thường	Thường
	Tốc độ thi công	Nhanh	Nhanh	Chậm	Thường	Thường
Chi phí		Cao	Cao	Thấp	Thường	Cao
Quy mô công trình		Lớn	Lớn	Giản đơn	Lớn	Lớn

2. Đóng cọc bản thép

Vị trí đóng cọc bản thép phải ở chỗ mép ngoài nhất của móng, phải chừa lại khe hở đủ để dựng và dỡ cốp pha và thuận tiện cho việc thi công máy.

Trong trường hợp hiện trường chật hẹp cũng có thể lợi dụng cọc bản thép để làm cốp pha sườn của bản đáy hoặc đài nâng, nhưng nhất thiết phải có lót bằng tấm sơ sợi (hoặc giấy dầu) để tiện cho khi nhổ cọc bản thép.

Trước khi cọc bản thép đưa vào sử dụng, cọc phải được kiểm tra, sửa sang lại, đặc biệt là loại cọc đã nhổ lên dùng lại nhiều lần, trong quá trình nhổ lên, vận chuyển, xếp dỡ, dễ bị biến dạng vì các nhân tố khác, khi kiểm tra những khiếm khuyết bề mặt hoặc là cong vênh đều phải được sửa sang uốn/nắn.

Để bảo đảm đường trục của cọc bản sau khi thi công, phải có thiết bị dẫn hướng, hình 4.90 là thiết bị dẫn hướng của cọc bản thép.



Hình 4.90: Thiết bị dẫn hướng cọc bản

Dầm dẫn hướng, và cọc dẫn hướng có thể dùng thép hình, cũng có thể dùng gỗ, cự li mép - mép giữa các dầm dẫn hướng là bề rộng của tường cọc bản. Thiết bị dẫn hướng sau khi đóng cọc xong lại tháo ra để sử dụng tiếp cho đoạn đóng cọc sau đó.

Phương pháp đóng cọc thép chủ yếu như sau:

(1) Phương pháp đóng từng chiếc cọc một:

Tức là đem từng chiếc cọc một đóng cho đến cốt thiết kế, phương pháp này tốc độ nhanh, độ cao giá cọc có thể thấp hơn một chút, nhưng cọc dễ bị nghiêng lệch. khi có yêu cầu cao về độ chính xác của cọc, hoặc khi cọc khá dài (lớn hơn 10m), thì không nên dùng.

(2) Phương pháp đóng theo kiểu bình phong

Cho từ 10 - 20 cây cọc cắm thành hàng vào trong giá đóng cọc tạo thành như cái bình phong, sau đó máy đóng cọc di chuyển đi lại, cho hai đầu đóng xuống tới độ sâu yêu cầu trước, rồi đóng lần lượt cọc bên trong xuống, phương pháp này có thể phòng ngừa cọc bản bị nghiêng hoặc bị quay trong khi đóng, những kết cấu quây giữ mà có yêu cầu kín khít thì hay dùng phương pháp này. Nhược điểm của phương pháp này là tốc độ đóng cọc chậm hơn và giá đóng cọc phải cao hơn.

3. Nhổ cọc bản thép

Lực cản khi nhổ cọc bản thép do hai lực tổ thành là lực mút chặt cọc và lực ma sát bề mặt của cọc. Có ba phương pháp nhổ cọc là nhổ bằng lực tĩnh, nhổ bằng chấn động và nhổ bằng xung kích, bất kể là phương pháp nào cũng xuất phát từ việc phải khắc phục lực cản nhổ cọc.

Nhổ cọc bản thép dễ hay khó quyết định phần lớn là ở lúc đóng xuống có thuận lợi hay không. Nếu cọc đóng trong đất cứng hoặc là đất cát chặt thì khi nhổ cọc sẽ rất khó khăn, đặc biệt là khi mộng ngoạm của một số cọc bị biến dạng hoặc độ thẳng đứng kém thì khi nhổ lực cản sẽ rất lớn. Ngoài ra, khi đào hố móng nếu chống không kịp thời cọc bị xiên lệch đi thì nhổ cũng rất khó.

(1) Trình tự bắt đầu nhổ cọc: Có thể căn cứ vào tình trạng khi đóng cọc để xác định trình tự bắt đầu nhổ cọc, khi cần thiết cũng có thể nhổ cọc gián cách. Trình tự khi nhổ cọc tốt nhất là ngược chiều với trình tự khi đóng cọc.

(2) Trong quá trình nhổ cọc nhất thiết phải bảo đảm cho máy nhổ ở vào trạng thái làm việc thuận lợi, tăng cường kiểm tra dây cáp chịu lực, tránh bất ngờ bị đứt dây cáp.

(3) Khi cọc bản thép nhổ không được, có thể dùng búa chấn động hoặc búa điêzen đóng lại một lần để khắc phục lực dính, hoặc làm cho sạch gỉ ở cọc thì có thể nhổ thuận lợi hơn.

(4) Nhổ cọc có thể kéo theo đất lên làm thành lỗ hổng và làm cho tầng đất bị chấn động, đặc biệt là trong tầng đất mềm yếu, có thể làm lún kết cấu hoặc đường ống đã thi công ở gần hố móng, có khi làm lún mặt đất, ảnh hưởng đến an toàn của công trình xây dựng và thiết bị ở xung quanh. Do đó phải có các biện pháp hữu hiệu để giải quyết. Các lỗ hổng tạo ra khi nhổ cọc phải dùng cát trung để lấp kín lại, hoặc lấp bằng vữa đất nở, khi có yêu cầu cao đối với biến dạng dịch chuyển của đất trong lúc nhổ cọc, phải dùng phương pháp nhổ đến đâu thì đổ vữa lấp ngay đến đấy.

Ngoài cọc bản thép vừa nêu, gần đây trong công nghệ thi công tường chắn hố đào sâu người ta còn dùng cọc bản bằng bêtông cốt thép ứng suất trước có tiết diện phẳng hoặc chữ U và loại gợn sóng. Một tổng công ty xây dựng ở thành phố Hồ Chí Minh đã

nhập toàn bộ công nghệ này của Nhật Bản: từ sản xuất cọc bản đến thiết bị hạ cọc vào đất.

So với các cọc bản thép thì cọc bản BTCT ứng suất trước có một số ưu việt sau:

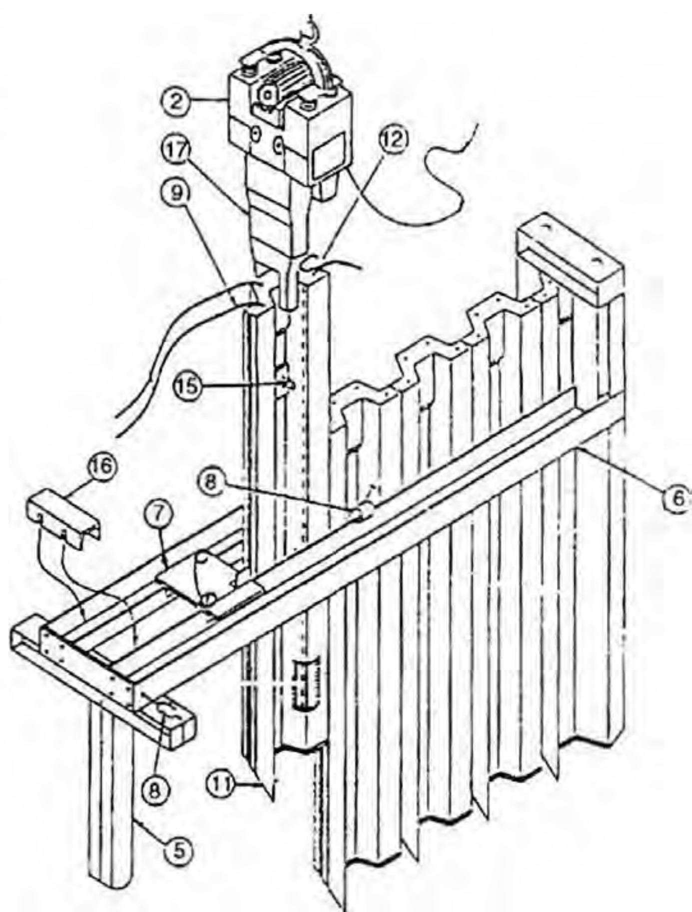
- Độ cứng chống uốn lớn;
- Độ dịch chuyển nhỏ ở đầu cọc;
- Không bị ăn mòn nhanh;
- Có thể được dùng như một kết cấu vĩnh viễn;
- Do chiều rộng cọc bản BTCT đến 1m nên giảm thời gian hạ cọc;
- Dùng thiết bị thông dụng để hạ cọc (rung ép có đóng cọc khi kết hợp xói nước);
- Sử dụng vật liệu hàn trám bằng clorua nhựa vinyl nên cọc bản BTCT có thể làm màng ngăn nước;

Nhược điểm của cọc bản BTCT ứng suất trước:

- Nặng, vận chuyển cẩn thận hơn để tránh hư hỏng;
- Độ dày lớn nên chi phí đóng cọc bản BTCT gấp 1,8 đến 2,2 lần so với cọc ván thép (kinh nghiệm Nhật Bản) và không thích hợp khi làm hố móng trong xây chen do chuyển vị ngang đất nền lớn;
- Chiều dài hạn chế, không có khả năng nối dài;
- Khả năng sử dụng lại có thể rất thấp do bị hỏng lúc nhổ.

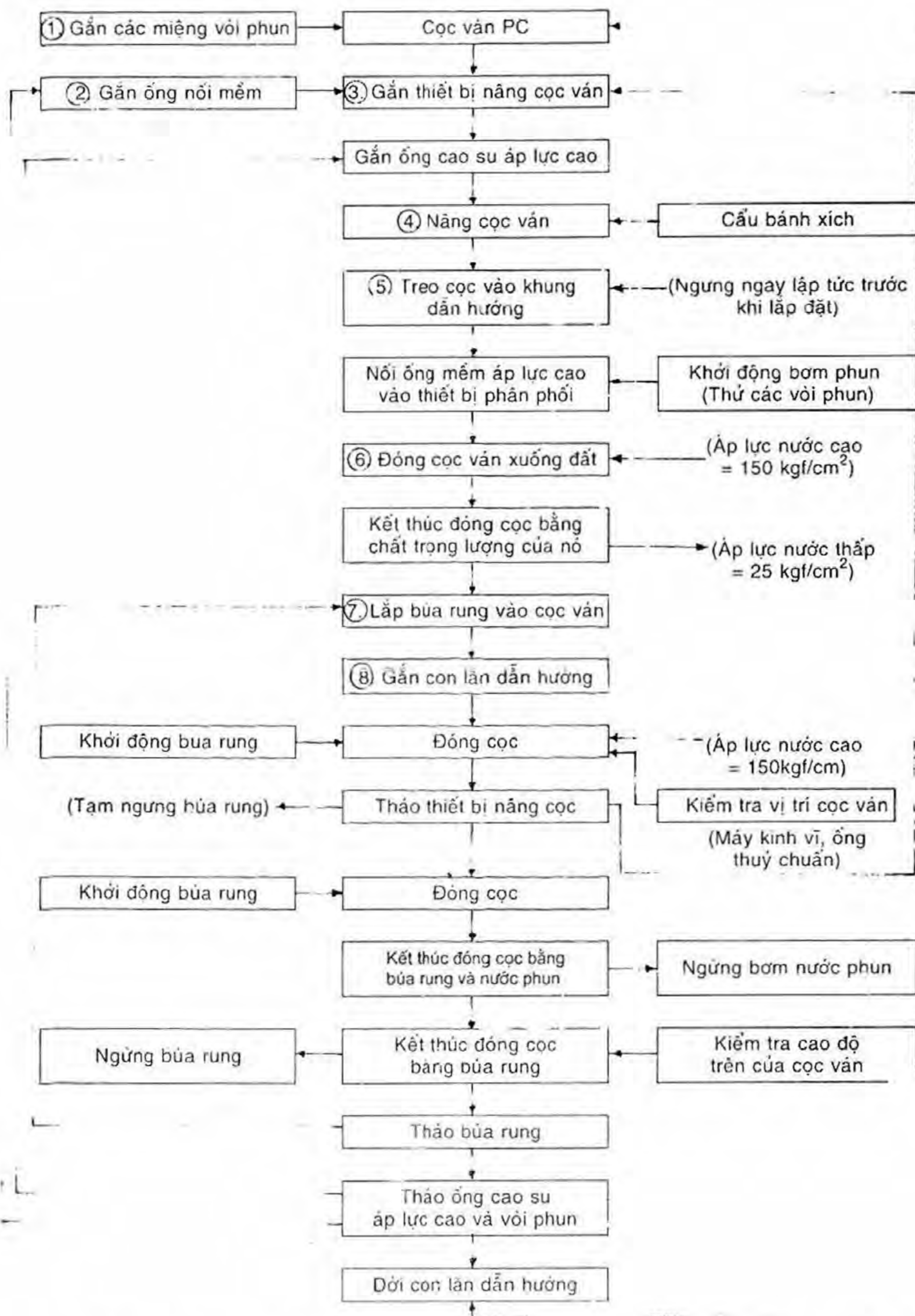
Tuy thế, tường cừ BTCT ứng suất trước này sử dụng có hiệu quả khi xem nó là một bộ phận của công trình khi dùng trong công trình cảng, kè ven bờ sông, kênh mương thuỷ lợi, các đường hào sâu hoặc đắp cao... như một bộ phận kết cấu bề mặt.

Trên hình 4.91 trình bày sơ đồ thi công cọc bản gợn sóng bằng BTCT ứng suất trước và trên hình 4.92 lắp đặt thiết bị và công nghệ thi công cọc bản.



Hình 4.91: Sơ đồ thi công cọc bản gợn sóng BTCT ứng suất trước

2. Búa rung 90kW; 5. Khung chữ H 300 × 300 hoặc T; 6. Khung dẫn hướng H 300 × 300, L = 10m; 7. Con lăn dẫn hướng; 8. Hệ ròng rọc xích 1,0 - 5,0tf; 9. Ống mềm cao su áp lực cao ϕ1,5'', L = 20m; 11. Miệng phun ϕ3 - 5mm; 12. Ống nối ϕ0,5''; 15. Thiết bị nâng cọc bản; 16. Cục kê khung dẫn hướng 450/350mm; 17. Kẹp giữ cọc bản (dùng cho búa rung).



Hình 4.92: Chu trình lắp đặt thiết bị và công nghệ thi công cọc bản BTCT dự ứng lực

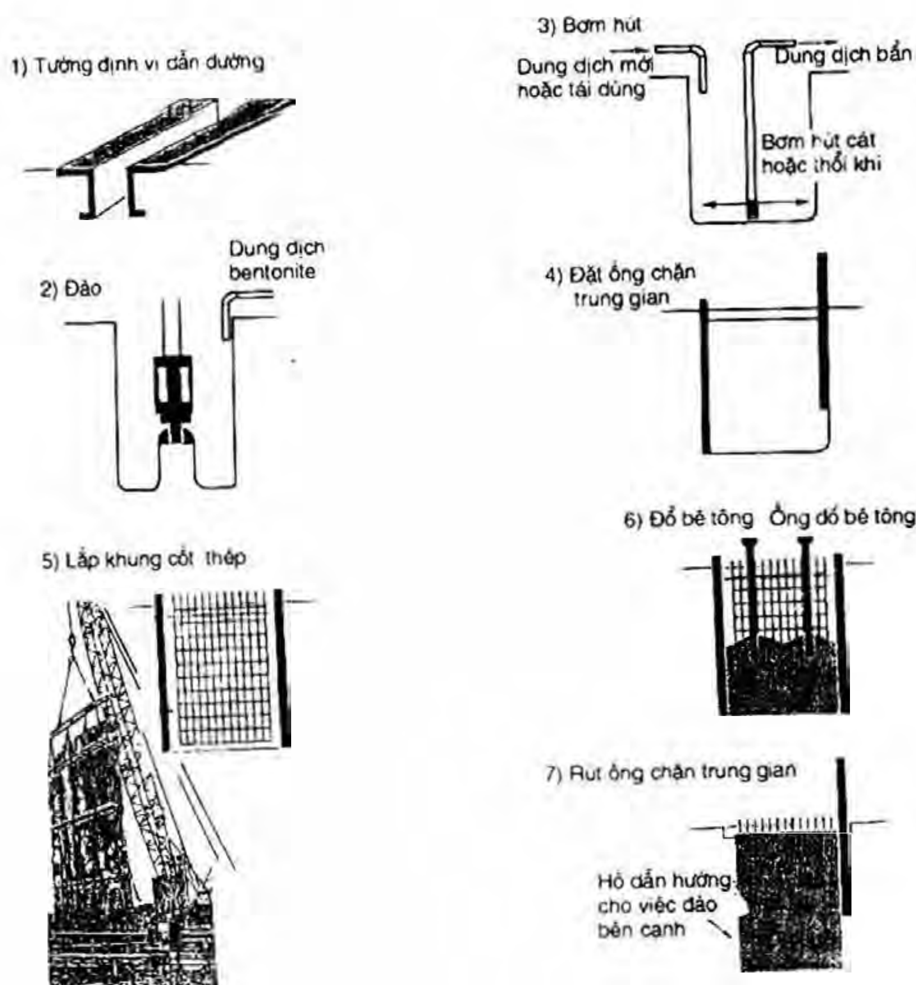


Quây giữ thành hố móng bằng cọc bêtông cốt thép

Chương 5
CHẮN GIỮ BẰNG TƯỜNG LIÊN TỤC TRONG ĐẤT

5.1. GỚI THIỆU SƠ LƯỢC

Công nghệ thi công tường liên tục trong đất tức là dùng các máy đào đặc biệt để đào móng có dung dịch giữ thành móng (cũng còn gọi là bùn ổn định, như sét bentonite) thành những đoạn hào với độ dài nhất định; sau đó đem lồng cốt thép đã chế tạo sẵn trên mặt đất đặt vào trong móng. Dùng ống dẫn đổ bêtông trong nước cho từng đoạn tường nối các đoạn tường lại với nhau bằng các đầu nối đặc biệt (như ống đầu nối hoặc hộp đầu nối), hình thành một bức tường liên tục trong đất bằng bêtông cốt thép. Hình 5.1 là sơ đồ trình tự thi công tường liên tục trong đất. Tường liên tục trong đất quây lại thành đường khép kín, sau khi đào móng cho thêm hệ thống thanh chống hoặc thanh neo vào sẽ có thể chắn đất, ngăn nước, rất tiện cho việc thi công móng sâu. Nếu tường liên tục trong đất lại kiêm làm kết cấu chịu lực của công trình xây dựng thì càng có hiệu quả kinh tế cao hơn.



Hình 5.1: Công nghệ thi công một đoạn tường trong đất

Lần đầu tiên vào năm 1950 khi làm tường chống thấm của đập thuỷ lợi Milan ở Italia, đã thi công tường liên tục trong đất có dung dịch giữ thành (gọi là phương pháp Milan). Bắt đầu từ những năm 70, phương pháp này được ứng dụng trong các công trình thuỷ lợi, bến cảng và các công trình xây dựng ở Trung Quốc. Trong 10 năm lại đây, đã thu được rất nhiều thành tích về chế tạo thiết bị, ứng dụng công trình và nghiên cứu lí luận về tường liên tục trong đất.

Công nghệ tường liên tục trong đất có các ưu điểm sau đây:

1) Thân tường có độ cứng lớn, tính tổng thể tốt, do đó, biến dạng của kết cấu và của móng đều rất ít, vừa có thể dùng được trong kết cấu quây giữ siêu sâu, lại có thể dùng trong kết cấu lập thể (không gian).

2) Thích dụng trong các loại điều kiện chất đất: Trong các lớp đất cát cuội hoặc khi phải vào tầng nham phong hoá thì cọc bản thép rất khó thi công, nhưng lại có thể dùng kết cấu tường liên tục trong đất thi công bằng các loại máy đào móng thích hợp.

3) Có thể giảm bớt ảnh hưởng môi trường trong khi thi công công trình. Khi thi công chấn động ít, tiếng ồn thấp, ít ảnh hưởng các công trình xây dựng và đường ống ngầm ở lân cận xung quanh, dễ khống chế về biến dạng lún.

4) Có thể thi công theo phương pháp ngược (sẽ trình bày kĩ sau đây), có lợi cho việc tăng nhanh tốc độ thi công, hạ thấp giá thành công trình.

Nhưng, phương pháp thi công tường liên tục trong đất cũng có những nhược điểm, cụ thể như sau:

1) Việc xử lí bùn thải không những làm tăng chi phí cho công trình mà khi kĩ thuật phân li bùn không hoàn hảo hoặc xử lí không thoả đáng sẽ làm cho môi trường bị ô nhiễm.

2) Vấn đề sụt lở thành hố. Khi mực nước ngầm dâng lên nhanh mà mặt dung dịch giữ thành giảm mạnh, trong tầng trên có kẹp lớp đất cát tơi xốp, mềm yếu, nếu tính chất dung dịch không thích hợp hoặc đã bị biến chất, việc quản lí thi công không thoả đáng, đều có thể dẫn đến sụt lở thành móng, lún mặt đất xung quanh, nguy hại đến an toàn của các công trình xây dựng và đường ống ở lân cận. Đồng thời cũng có thể làm cho thể tích bêtông thân tường bị tăng vọt lên, mặt tường lồi lõm, kích thước kết cấu vượt quá giới hạn cho phép.

3) Nếu dùng tường liên tục trong đất chỉ để làm tường chắn đất tạm thời trong giai đoạn thi công thì giá thành khá cao, không kinh tế.

Giá thành của tường liên tục trong đất cao hơn cọc hàng hoặc cọc trộn dưới tầng sâu. Phải qua so sánh kỹ theo độ sâu đào hố móng, tình hình chất đất, tình hình quây giữ v.v... nếu thấy hợp lí về kinh tế và kĩ thuật thì mới sử dụng. Nói chung, thường thì khi làm hố móng sâu trên 10m trong tầng đất yếu, yêu cầu cao về chống lún và chuyển dịch của các công trình xây dựng và đường ống ở xung quanh, hoặc khi tường là một phần của kết cấu chính của công trình hoặc khi áp dụng phương pháp thi công ngược, thì có thể dùng tường liên tục trong đất.

5.2. TÍNH TOÁN LỰC TĨNH CỦA TƯỜNG LIÊN TỤC TRONG ĐẤT

Chương 4 đã giới thiệu phương pháp tính toán kết cấu chắn giữ bằng cọc hàng, bao gồm các loại phương pháp tính cọc hàng kiểu conson, cọc hàng một tầng chống, cọc hàng nhiều tầng chống và phương pháp tính hệ thanh theo phần tử hữu hạn, các phương pháp này cũng thích hợp với việc tính toán tường liên tục trong đất.

Sau đây giới thiệu mấy phương pháp, trong đó phương pháp Sachipana (Nhật) với giả định: lực trục thanh chống, mômen thân tường là bất biến và dùng phương pháp đàn hồi, phương pháp có tính đến tác dụng tương hỗ giữa đất với kết cấu.

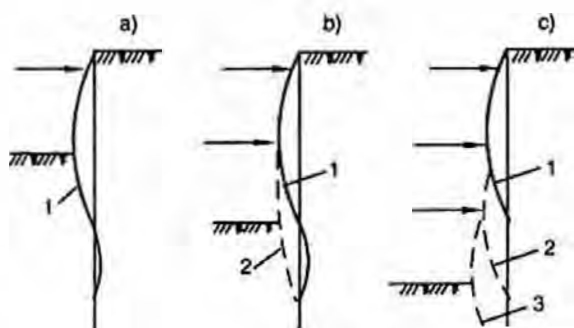
5.2.1. Phương pháp Sachipana (Nhật)

Là phương pháp tính toán khi xem lực trục thanh chống, mômen thân tường bất biến, lấy một số hiện tượng thực đo nào đó làm căn cứ, như:

1) Sau khi đặt tầng chống dưới, lực trục của tầng chống trên hầu như không đổi, hoặc là chỉ biến đổi chút ít;

2) Chuyển dịch của thân tường từ điểm chống dưới trở lên, phần lớn đã xẩy ra trước khi lắp đặt tầng chống dưới (xem hình 5.2).

3) Mômen uốn của thân tường từ điểm chống dưới trở lên, phần lớn trị số của nó là phần còn dư lại từ trước khi lắp đặt tầng chống dưới.



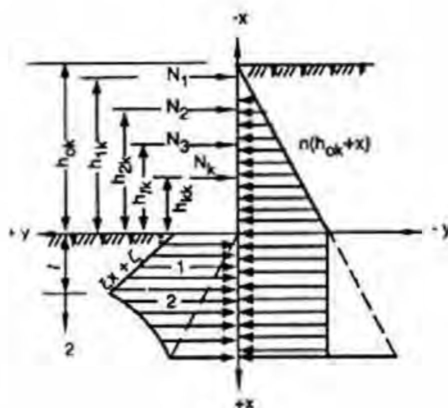
Hình 5.2: Sơ đồ quan hệ của chống với chuyển dịch của thân tường trong quá trình đào đất. a, b, c là trình tự đào

1. Chuyển dịch của tường sau lần đào thứ nhất.
2, 3 chuyển dịch sau lần đào thứ 2 và thứ ba.

Căn cứ vào các hiện tượng thực đo này Sachipana đưa ra phương pháp tính lực trục thanh chống và mômen thân tường không biến đổi theo quá trình đào đất, những giả định cơ bản của nó là (xem hình 5.3):

1) Trong đất có tính dính, thân tường xem là đàn hồi dài vô hạn;

2) Áp lực đất thân tường từ mặt đào trở lên phân bố theo hình tam giác, từ mặt đào trở xuống phân bố theo hình chữ nhật (đã triệt tiêu áp lực đất tĩnh ở bên phía đào đất);



Hình 5.3: Sơ đồ tính toán chính xác theo phương pháp Sachipana

1. Vùng dẻo; 2. Vùng đàn hồi.

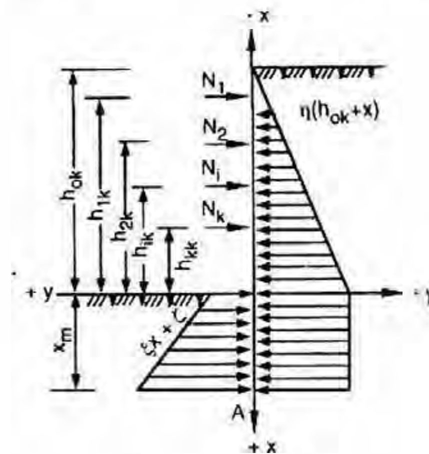
3) Phản lực chống hướng ngang của đất bên dưới mặt đào chia làm 2 vùng: vùng dẻo đạt tới áp lực đất bị động có độ cao là l; và vùng đàn hồi có quan hệ đường thẳng với biến dạng của thân tường:

4) Sau khi lắp đặt chống sẽ xem là điểm chống bất động;

5) Sau khi lắp đặt tầng chống dưới thì xem trị số lực trục của tầng chống trên duy trì không đổi, còn thân tường từ tầng chống dưới trở lên vẫn duy trì ở vị trí cũ.

Như vậy, có thể chia toàn bộ mặt cắt ngang làm ba vùng, tức là vùng từ hàng chống thứ k cho đến mặt đào, vùng dẻo và vùng đàn hồi từ mặt đào trở xuống, lập phương trình vi phân đàn hồi. Căn cứ vào điều kiện biên và điều kiện liên tục ta có thể tìm được công thức tính lực trục N_k của tầng chống thứ k, cũng như công thức nội lực và chuyển vị của nó. Do công thức có chứa hàm số bậc 5 của ẩn số nên phép tính khá phức tạp.

Trên đây là khái niệm về giải chính xác theo phương pháp Sachipana. Để co thể đơn giản bớt việc tính toán, Sachipana sau khi nghiên cứu đã đưa ra phương pháp giải đơn và gần đúng với các giả định cơ bản là (xem hình 5.4):



Hình 5.4 : Sơ đồ tính gần đúng theo phương pháp Sachipana

1) Trong tầng đất sét, thân tường xem là thể đàn hồi dài hữu hạn đầu dưới đáy tự do;

2) Giống như phương pháp giải chính xác;

3) Phản lực chống hướng ngang của đất lấy bằng áp lực đất bị động, trong đó $(\xi x + \zeta)$ là trị số áp lực đất bị động sau khi trừ đi áp lực đất tĩnh (η_x);

4, 5) Giống như phương pháp giải chính xác.

6) Điểm mômen uốn thân tường bên dưới mặt đào M = 0 xem là một khớp, và bỏ qua lực cắt trên thân tường từ khớp ấy trở xuống.

Phương pháp giải gần đúng chỉ cần dùng hai phương trình cân bằng tĩnh:

$$\sum Y = 0$$

$$\sum M_A = 0$$

Do $\sum Y = 0$, nên:

$$N_k = \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok} x_m - \sum_{1}^{k-1} N_i - \zeta x_m - \frac{1}{2}\xi x_m^2 \tag{5.1}$$

Lợi dụng $\sum M = 0$, và công thức (5.1), sau khi đơn giản ta có:

$$\frac{1}{3}\xi x_m^3 - \frac{1}{2}(\eta h_{ok} - \zeta - \xi_{kk})x_m^2 - (\eta h_{ok} - \zeta)h_{kk}.x_m - \Big[\sum_{1}^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk}\sum_{1}^{k-1} N_i +$$

$$+ \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 (h_{kk} - \frac{1}{2}h_{ok})\Big] = 0 \tag{5.2}$$

Các bước tính toán của phương pháp giải gần đúng này như sau:

1) Ở giai đoạn đào thứ nhất, kí hiệu dưới chân của công thức (5.1) và công thức (5.2) lấy k = 1. còn N_i lấy bằng không, từ công thức (5.2) tìm ra x_m, sau đó thay vào công thức (5.1) để tìm ra N_1;

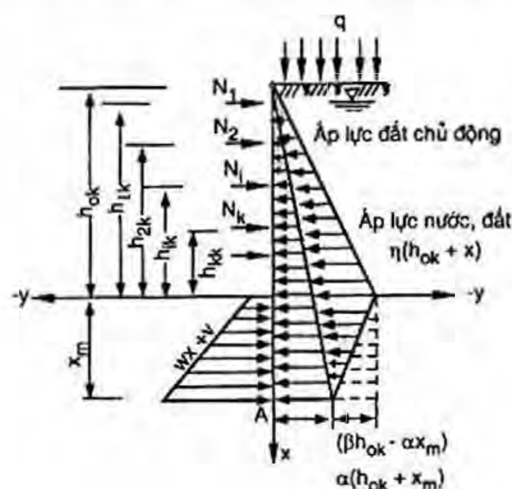
2) Ở sau giai đoạn đào thứ hai, kí hiệu dưới chân của công thức (5.1) và công thức (5.2) lấy k = 2, còn N_i chỉ có một N_1 là số đã biết, từ công thức (5.2) tìm ra x_m, sau đó thay vào công thức (5.1) tìm ra N_2;

3) Ở sau giai đoạn đào thứ ba, k = 3. có hai N_i, tức N_1, N_2 là số đã biết, từ công thức (5.2) tìm ra x_m, sau đó thay vào công thức (5.1) tìm ra N_3.

Cứ làm như thế, sau khi tìm được lực trục của các tầng thanh chống, nội lực thân tường cũng sẽ dễ dàng xác định.

Căn cứ vào so sánh kết quả tính toán, thấy là trong phương pháp giải gần đúng thì lực trục thanh chống có hơi lớn hơn phương pháp giải chính xác, như vậy là thiên về an toàn. Mômen thân tường trong phương pháp giải gần đúng trừ phần mômen âm ra, còn thì hình dạng là tương tự như phương pháp giải chính xác, mà trị số mômen lớn nhất lại lớn hơn phương pháp giải chính xác trên 10% một ít, cũng là thiên về an toàn.

Dưới đây, xin giới thiệu một phương pháp nữa, giả định cơ bản cũng giống như phương pháp Sachipana, nhưng áp lực nước, đất phía sau tường thì khác, áp lực nước bên dưới mặt đào xem là giảm đi tới không. Lực chống của đất ở bên bị động xem là đạt tới áp lực đất bị động, để phân biệt với phương pháp Sachipana đã giảm đi phần áp lực đất tĩnh, lấy (wx + v) thay cho (ξx + ζ), xem hình 5.5.



Hình 5.5: Một sơ đồ tính toán khác của phương pháp giải gần đúng của Sachipana

Căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh, có thể đưa ra được công thức tính N_k và x_m:

$$\sum Y = -\sum_{1}^{k-1} N_i - N_k - vx_m - \frac{1}{2}wx_m^2 + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok}x_m - \frac{1}{2}(\beta h_{ok} - \alpha x_m)x_m = 0$$

với $\beta = \eta - \alpha$

$$N_k = \eta h_{ok}x_m + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 - \frac{1}{2}wx_m^2 - vx_m - \sum_{1}^{k-1} N_i - \frac{1}{2}\beta h_{ok}x_m + \frac{1}{2}\alpha x_m^2 \qquad (5.3)$$

$$\sum M_A = \sum_{1}^{k-1} N_i(h_{ik} + x_m) + N_k(h_{kk} + x_m) + \frac{1}{2}vx_m^2 + \frac{1}{6}wx_m^3 - \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2\left(\frac{h_{ok}}{3} + x_m\right)$$

$$- \eta h_{ok}x_m \cdot \frac{x}{2} + \frac{l}{2}(\beta h_{ok} - \alpha x_m) \cdot \frac{x_m^2}{3} = 0$$

Thay công thức (5.3) vào và chỉnh lí lại có:

$$\frac{1}{3}(w - \alpha)x_m^3 - \left(\frac{1}{2}\eta h_{ok} - \frac{1}{2}v - \frac{1}{2}wh_{kk} + \frac{1}{2}xh_{kk} - \frac{1}{3}\beta h_{ok}\right)x_m^2 - (\eta h_{ok} - v - \frac{1}{2}\beta h_{ok})h_{kk}x_m$$

$$-\left[\sum_{1}^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk}\sum_{1}^{k-1} N_i + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2\left(h_{kk} - \frac{h_{ok}}{3}\right)\right] = 0 \qquad (5.4)$$

Ví dụ thực tế

Như thể hiện trong hình 5.5, đã biết các chỉ tiêu cơ lí của đất sét là: $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi = 14^o$, C = 7 kN/m^2. Siêu tải mặt đất q = 18 kN/m^2, mực nước ngầm cách mặt đất 1m, độ đào sâu 18m, dùng tường liên tục trong đất, có đặt 4 tầng chống, thử tìm lực trục thanh chống và mômen thân tường.

Giải:

Tính áp lực đất theo lí thuyết áp lực đất Rankine, căn cứ vào mực nước ngầm để tính áp lực nước, lấy 1m theo chiều dài thân tường để tính.

Áp lực đất chủ động và áp lực nước vào lưng tường:

Ở độ sâu z = 0:

$$p_a = (q + \gamma h)\tan^2(45^o - \frac{\phi}{2}) - 2c\tan(45^o - \frac{\phi}{2})$$

$$= 18\tan^2(45^o - \frac{14^o}{2}) - 2 \times 7\tan(45^o - \frac{14^o}{2})$$

$$= (18 \times 0,61 - 2 \times 7 \times 0,78)\ \text{kN/m}^2$$

$$= 0,06\ \text{kN/m}^2,\ \text{lấy bằng 0.}$$

Ở độ sâu z = 1m:

$$p_a = (18 + 18 \times 1)(\tan^2(45^o - \frac{14^o}{2}) - 2 \times 7 \tan(45^o - \frac{14^o}{2})$$

$$= (36 \times 0,61 - 2 \times 7 \times 0,78) kN/m^2 = 11,04\ kN/m^2$$

Ở độ sâu z = 2m:

$$p_a = (18 + 18 + 8 \times 1) \times 0,61 - 2 \times 7 \times 0,78 = 15,92\ kN/m^2$$

$$p_w = 10 \times 1\ kN/m^2 = 10\ kN/m^2$$

$$p = p_a + p_w = (15,92 + 10)\ kN/m^2 = 25,92\ kN/m^2$$

Ở độ sâu z = 6m:

$$p_a = (18 + 18 + 8 \times 5)\tan^2(45^o - \frac{14^o}{2}) - 2 \times 7 \tan(45^o - \frac{14^o}{2})$$

$$= (76 \times 0,61 - 2 \times 7 \times 0,78)\ kN/m^2 = 35,4\ kN/m^2$$

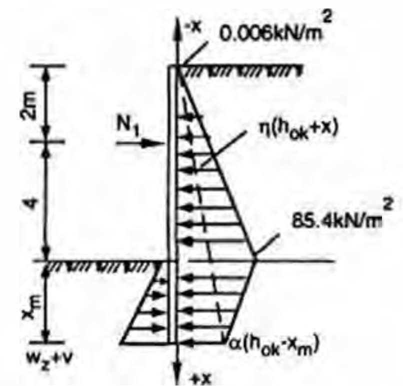
$$p_w = 10 \times 5\ kN/m^2 = 50\ kN/m^2$$

$$p_a + p_w = (35,4 + 50)\ kN/m^2 = 85,4\ kN/m^2$$

$$\eta = \frac{85,4}{6} = 14,2$$

$$\alpha = \frac{35,4}{6} = 5,9$$

$$\beta = \eta - \alpha = 14,2 - 5,9 = 8,3$$



Hình 5.6: Sơ đồ tính toán giai đoạn đào thứ nhất

Tính toán áp lực đất bị động trước tường:

$$p_p = \gamma \times x \times \tan^2(45^o + \frac{\phi}{2}) + 2c\tan(45^o + \frac{\phi}{2})$$

$$= 18.x\tan^2(45^o + \frac{14^o}{2}) + 2 \times 7 \tan(45^o - \frac{14^o}{2}) = 29,5x + 17,9$$

Vậy, w = 29,5; v = 17,9.

Giai đoạn đào thứ nhất sâu 6m, một tầng chống, xem hình 5.6. Số thanh chống k = 1, h_{ok} = 6m. $h_{kk} = h_{1k}$ = 4m. $N_k = N_1$, dùng công thức (5.4) tìm x_m:

$$\frac{1}{3}(29,5 - 5,9)x_m^3 - (\frac{1}{2} \times 14,2 \times 6 - \frac{1}{2} \times 17,9 - \frac{1}{2} \times 29,5 \times 4 - \frac{1}{3} \times 8,3 \times 6)x_m^2$$

$$- (14,2 \times 6 - 17,9 - \frac{1}{2} \times 8,3 \times 6) \times 4x_m - \left[\frac{1}{2} \times 14,2 \times 6^2 \times (4 - \frac{6}{3})\right] = 0$$

$$x_m^3 + 5,33x_m^2 - 21,55x_m - 64,96 = 0$$

Giải phương trình được x_m = 4,1m.

Dùng công thức (5.3) tìm lực trục thanh chống N_1:

$$N_1 = \left[14{,}2 \times 6 \times 4{,}1 + \frac{1}{2} \times 14{,}2 \times 6^2 - \frac{1}{2} \times 29{,}5 + 4{,}1^2 - 17{,}9 \times 4{,}1 - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2} \times 8{,}3 \times 6 \times 4{,}1 + \frac{1}{2} \times 5{,}9 \times 4.1^2 \right] kN = 231{,}1kN$$

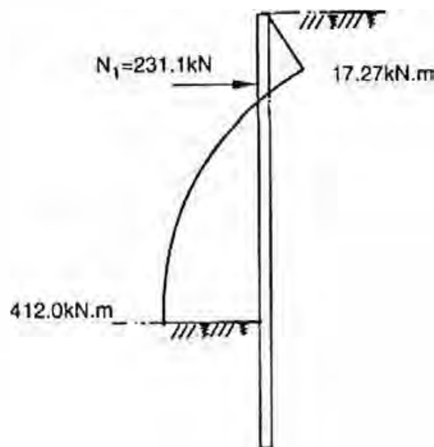
Mômen uốn thân tường:

$$M_1 = \frac{2 \times 25{,}9}{2} \times \frac{2}{3} kN.m = 17{,}27kN.m$$

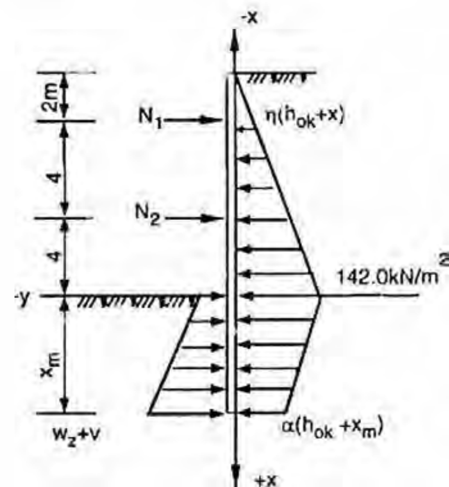
$$M_2 = \left(85{,}4 \times \frac{6}{2} \times \frac{6}{3} - 231{,}1 \times 4 \right) kN.m = -412{,}0kN.m$$

Kết quả tính toán được trình bày trên hình 5.7

Giai đoạn đào thứ hai, sâu 10m, đặt hai tầng thanh chống, như hình 5.8. Đã biết $k = 2$; $N_i = N_1 = 231{,}1kN$; $h_{ok} = 10m$; $k_{1k} = 8m$; $h_{1k} = h_{2k} = 4m$; N_1 – N_2; w; v; η; α; β.



Hình 5.7: N_1, M_1, M_2 của giai đoạn đào thứ nhất



Hình 5.8: Sơ đồ tính toán giai đoạn đào thứ hai

Dùng công thức (5.4) tìm x_m:

$$\frac{1}{3}(29{,}5-5{,}9)x_m^3 - \left(\frac{1}{2} \times 14{,}2 \times 10 - \frac{1}{2} \times 17{,}9 - \frac{1}{2} \times 29{,}5 \times 4 + \frac{1}{2} \times 5{,}9 \times 4 - \frac{1}{3} \times 8{,}3 \times 10 \right) x_m^2 -$$

$$\left(14{,}2 \times 10 - 17{,}9 - \frac{1}{2} \times 8{,}3 \times 10 \right) \times 4x_m - \left[231{,}1 \times 8 - 4 \times 231{,}1 + \frac{1}{2} \times 14{,}2 \times 10^2 \left(4 - \frac{10}{3} \right) \right] = 0$$

$$7{,}87x_m^3 + 12{,}82x_m^2 - 330{,}4x_m - 1397{,}73 = 0$$

Được $x_m = 7{,}35m$

Dùng công thức (5.3) tìm N_2:

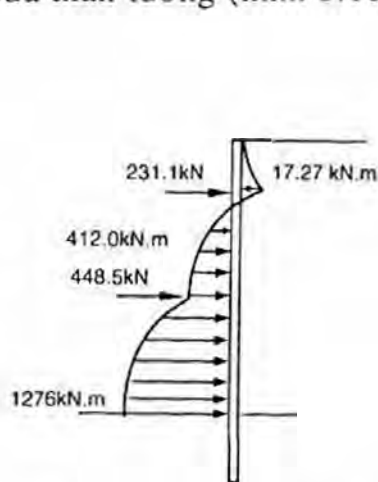
$$N_2 = (14{,}2 \times 10 \times 7{,}35 + \frac{1}{2} \times 14{,}2 + 10^2 - \frac{1}{2} \times 29{,}5 \times 7{,}35^2 - 17{,}9 \times 7{,}35 -$$

$$- 231{,}1 - \frac{1}{2} \times 8{,}3 \times 10 \times 7{,}35 + \frac{1}{2} \times 5{,}9 \times 7{,}35^2)\ kN = 448{,}5kN$$

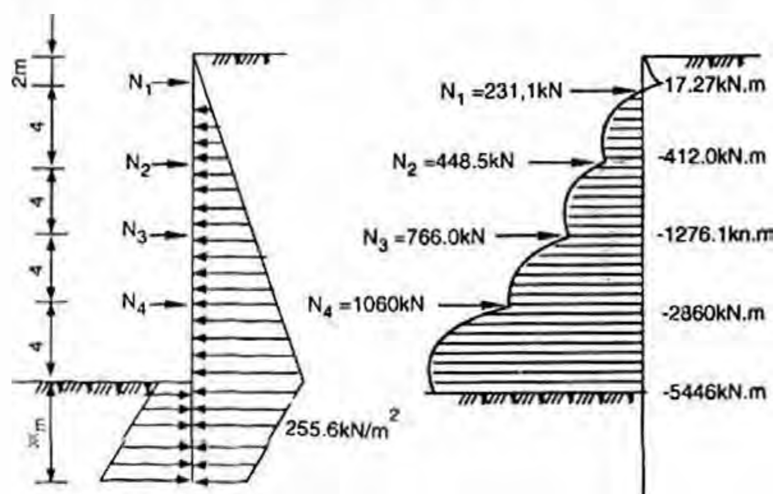
Mômen $M_3 = \left(142 \times \frac{10}{2} \times \frac{10}{3} - 231{,}1 \times 8 - 448{,}5 \times 4\right)kN.m = -1276{,}1kN.m$

Kết quả vừa tính xem hình 5.9

Tiếp tục tính toán như thế, thì sẽ có lực trục của bốn tầng thanh chống và mômen uốn của thân tường (hình 5.10).



Hình 5.9: Lực trục thanh chống và mômen uốn ở giai đoạn đào 2



Hình 5.10: Sơ đồ tính toán 4 tầng thanh chống và hình N, M

5.2.2. Phương pháp đàn hồi

Phương pháp đàn hồi trong "Quy phạm thiết kế móng công trình xây dựng Nhật Bản" có sơ đồ tính toán như hình 5.11. Thân tường xem là đàn hồi dài vô hạn, giải bằng phương trình vi phân; Áp lực đất bên chủ động là đã biết, nhưng phía dưới mặt cắm vào đất (mặt đáy hố đào) chỉ có lực chống của đất bên bị động, trị số của phản lực đất tỉ lệ thuận với chuyển dịch của thân tường. Các giả định khác của phương pháp này đều giống như phương pháp Sachipana.

Đại học Đồng Tế (Thượng Hải - Trung Quốc) đã từng sửa đổi một số điểm trong phương pháp này, khác ở chỗ là có kể đến áp lực nước, đất ở bên chủ động từ dưới mặt đào đất.

Các giả thiết cơ bản như thể hiện trong hình 5.12 là:

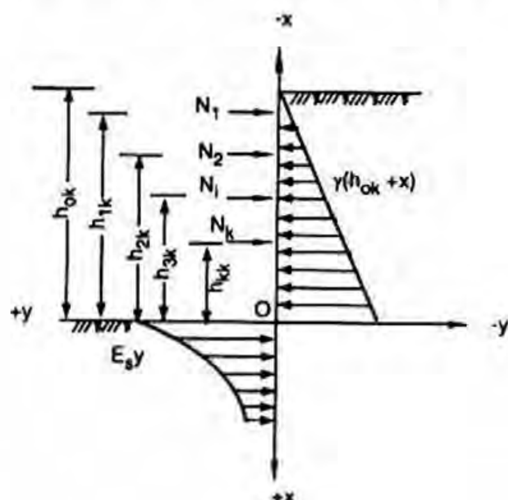
1) Thân tường xem là đàn hồi dài vô hạn;

2) Đã biết áp lực nước đất và giả định là phân bố tam giác;

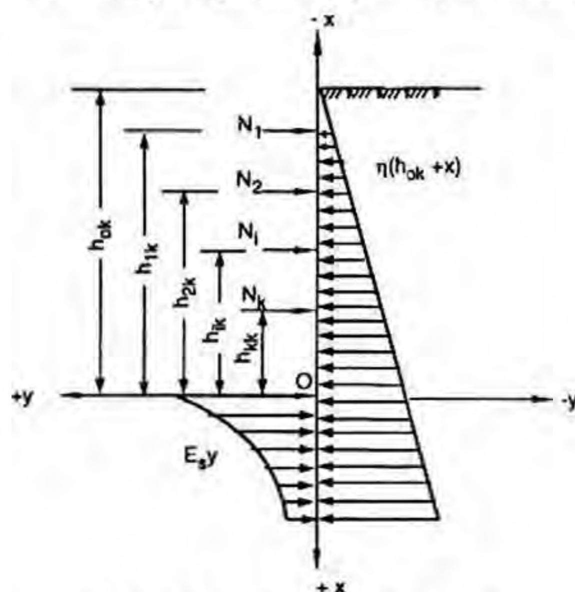
3) Phản lực đất tác động vào thân tường ở phía dưới mặt đào giả định là tỉ lệ thuận với chuyển dịch của thân tường;

4) Sau khi đặt thanh chống (sàn nhà) thì xem điểm chống của thanh chống là bất động;

5) Sau khi đặt tầng thanh chống dưới, thừa nhận là lực trục trong tầng thanh chống trên duy trì không đổi, thân tường ở phần bên trên cũng duy trì chuyển dịch như cũ.



Hình 5.11: Sơ đồ tính toán theo phương pháp đàn hồi Nhật Bản



Hình 5.12: Sơ đồ tính toán theo phương pháp đàn hồi sau khi sửa đổi lại

Các kí hiệu đã dùng:

y - chuyển dịch thân tường (m);

K_h - hệ số nền theo chiều ngang của đất nền (kN/m^3);

$E_s = K_h \times B$ - môđun đàn hồi ngang của lớp đất (kN/m^2);

E - môđun đàn hồi của thân tường (kN/m^2);

I - mômen quán tính mặt cắt mỗi mét dài theo chiều ngang của thân tường;

B - độ dài theo chiều ngang của thân tường, thường lấy bằng 1m;

η - độ dốc của áp lực nước, đất.

Đầu tiên thành lập phương trình đường cong đàn hồi:

1) Trong vùng từ hàng chống thứ k đến mặt đào ($-h_{kk} \le x \le 0$)

$$M = \frac{1}{2}\eta(h_{ok} + x)(h_{ok} + x) \times \frac{1}{3}(h_{ok} + x) - \sum_{1}^{k} N_i (h_{ix} + x)$$

$$= \frac{1}{6}\eta(h_{ok} + x)^3 - \sum_{1}^{k} N_i (h_{ik} + x)$$

$$\frac{d^2y_1}{dx^2} = \frac{M}{EI} = \frac{1}{6}\eta(h_{ok} + x)^3 - \sum_{1}^{k} N_i (h_{ik} + x) \qquad (5.5)$$

Tích phân được:

$$\frac{dy_1}{dx} = \frac{\eta}{24EI}(h_{ok} + x)^4 - \sum_{1}^{k} \frac{N_i}{2EI}(h_{ik} + x)^2 + C_1 \quad (5.6)$$

$$y_1 = \frac{\eta}{120EI}(h_{ok} + x)^5 - \frac{1}{EI}\sum_{1}^{k} \frac{1}{6N_i}(h_{ik} + x)^3 + C_1x + C_2 \quad (5.7)$$

$$EI\frac{d^3y_1}{dx^3} = \frac{1}{2}\eta\,(h_{ok} + x)^2 - \sum_{1}^{k} N_i \quad (5.8)$$

2) Trong vùng đàn hồi bên dưới mặt đào ($x \geq 0$):

$$EI\frac{d^4y_2}{dx^4} = q$$

$$EI\frac{d^4y_2}{dx^4} = \eta(h_{ok} + x) - E_sy_2$$

$$EI\frac{d^4y_2}{dx^4} + E_sy_2 = \eta(h_{ok} + x) \quad (5.9)$$

Căn cứ điều kiện biên, khi $x = \infty$, $EI\,y_2'' = 0$, $EIy_2''' = 0$, thì nghiệm của phương trình cùng bậc là:

$$y_{2.1} = He^{\beta x}\cos\beta x + We^{\beta x}\sin\beta x + Ae^{-\beta x}\cos\beta x + Fe^{-\beta x}\sin\beta x$$

Nghiệm đặc biệt của phương trình không cùng bậc:

Cho $y_{22} = p_x + R$ [thay vào phương trình (5.9)], ta được:

$$E_s(Px + R) = \eta(h_{ok} + x)$$

$$E_sPx + E_sR = \eta h_{ok} + \eta x$$

cho: $E_sP = \eta$, $E_sR = \eta h_{ok}$

thì $P = \frac{\eta}{E_s}$, $R = \frac{\eta h_{ok}}{E_s}$

$$y_{2.2} = Px + R = \frac{\eta}{E_x}x + \frac{\eta h_{ok}}{E_x} = \frac{\eta}{E_s}(h_{ok} + x)$$

Khi $x = \infty$, $e^{\beta x}$, $\cos\beta x$, $\sin\beta x$ không thể bằng không, nên H và W = 0.

Nghiệm của phương trình không cùng bậc là:

$$y_2 = e^{-\beta x}(A\cos\beta x + F\sin\beta x) + \frac{\eta}{E_s}(h_{ok} + x) \quad (5.10)$$

Đặt : $\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$

Thì : $$\frac{dy_2}{dx} = \beta^3 e^{-\beta x}[(A - F)\cos\beta x + (A + F)\sin\beta x] + \frac{\eta}{E_s} \quad (5.11)$$

$$\frac{d^2y_2}{dx^2} = -2\beta^2 e^{-\beta x}(F\cos\beta x - A\sin\beta x) \quad (5.12)$$

$$\frac{d^3y_2}{dx^3} = 2\beta^3 e^{-\beta x}[(A + F)\cos\beta x - (A - F)\sin\beta x] \quad (5.13)$$

Căn cứ vào điều kiện liên tục tìm các hệ số trong nghiệm của phương trình:

- Điều kiện liên tục tại $x = 0$, $y_1 = y_2$, $y_1' = y_2'$

$$y_1|_{x=0} = \frac{\eta}{120EI}h_{ok}^5 - \sum_1^k \frac{N_i}{6EI}h_{ik}^3 + C_2$$

$$y_2|_{x=0} = A + \frac{\eta}{E_s}h_{ok}$$

Vì: $y_1|_{x=0} = y_2|_{x=0}$

ta có: $$\frac{\eta}{120EI}h_{ok}^5 - \sum_1^k \frac{N_i}{6EI}h_{ik}^3 + C_2 = A + \frac{\eta}{E_s}h_{ok} \quad (5.14)$$

$$y_1'|_{x=0} = \frac{\eta}{24EI}h_{ok}^4 - \sum_1^k \frac{N_i}{2EI}h_{ik}^2 + C_1$$

$$y_2'|_{x=0} = -\beta(A - F) + \frac{\eta}{E_s}$$

Đặt: $y_1'|_{x=0} = y_2'|_{x=0}$

ta có: $$\frac{\eta}{24EI}h_{ok}^4 - \sum_1^k \frac{N_i}{2EI}h_{ik}^2 + C_1 = -\beta(A - F) + \frac{\eta}{E_s}h_{ok} \quad (5.15)$$

Nội lực tại $x = 0$

Mômen uốn: $M_o = \frac{\eta}{6}h_{ok}^3 - \sum_1^k N_i h_{ik}$

Từ (5.12) : $M_o' = -2\beta^2 F.EI$

$$F = -\frac{M_o}{2\beta^2 EI} \quad (5.16)$$

Lực cắt:

Từ (5.8) $Q_o = \frac{1}{6}\eta h_{ok}^2 - \sum_1^k N_i$

Từ (5.13) $Q_o = 2\beta^3(A + F)EI$

$$A = -\frac{Q_o}{2\beta^3 EI} - F \quad (5.17)$$

Đem (5.16) thay vào (5.15) được:

$$A = \frac{Q_o}{2\beta^3 EI} - \left(-\frac{M_o}{2\beta^3 EI}\right) = \frac{1}{2\beta^3 EI}(Q_o + \beta M_o) \quad (5.18)$$

Đem trị A thay vào (5.14):

$$C_2 = \frac{1}{2\beta^3 EI}(Q_o + \beta M_o) + \frac{\eta}{E_s} h_{ok} + \sum_1^k \frac{N_i}{6EI} h_{ik}^3 - \frac{\eta}{120EI} h_{ok}^5 \quad (5.19)$$

Đem (5.16), (5.18) thay vào (5.15):

$$C_1 = -\frac{1}{2\beta^3 EI}(Q_o + 2\beta M_o) + \frac{\eta}{E_s} + \sum_1^k \frac{N_i}{2EI} h_{ik} - \frac{\eta}{24EI} h_{ok}^4 \quad (5.20)$$

Chuyển dịch của thân tường và hình thức cuối cùng của nội lực:

(1) Trong vùng ($-h_{kk} \le x \le 0$):

$$y_1 = N_k A_1 + A_2 + A_3 \quad (5.21)$$

$$N_k = \frac{1}{A_1}(y_1 - A_2 - A_3) \quad (5.22)$$

Trong đó:

$$A_1 = \frac{x}{2\beta^2 EI} - \frac{1}{6EI}(h_{kk} + x)^3 + \frac{x}{2EI} h_{kk}^2 + \frac{x}{\beta EI} h_{kk}$$

$$+ \frac{h_{kk}^3}{6EI} - \frac{1}{2\beta^3 EI} - \frac{h_{kk}}{2\beta^2 EI} \quad (5.23)$$

$$A_2 = \sum_1^{k-1} \frac{N_i}{2EI} h_{ik}^2 x - \sum_1^{k-1} \frac{N_i}{6EI}(h_{ik} + x)^3 + \frac{1}{2\beta^2 EI}\sum_1^{k-1} N_i x$$

$$+ \frac{1}{\beta EI}\sum_1^{k-1} N_i h_{ik} x + \sum_1^{k-1} N_i \frac{h_{ik}^3}{6EI} - \frac{1}{2\beta^3 EI}\sum_1^{k-1} N_i - \frac{1}{2\beta^2 EI}\sum_1^{k-1} N_i h_{ik} \quad (5.24)$$

$$A_3 = \frac{\eta}{120EI}(h_{ok} + x)^5 + \frac{\eta}{E_s}x - \frac{\eta}{24EI}h_{ok}^4 x - \frac{\eta h_{ok}^2}{4\beta^2 EI}x$$

$$- \frac{\eta h_{ok}^3}{6\beta EI} + \frac{\eta}{E_s}h_{ok} - \frac{\eta}{120EI}h_{ok}^5 + \frac{\eta h_{ok}^2}{4\beta^3 EI} + \frac{\eta h_{ok}^3}{12\beta^2 EI} \quad (5.25)$$

$$M_x = \frac{\eta}{6}(h_{ok} + x)^3 - \sum_1^k N_i (h_{ik} + x) \quad (5.26)$$

$$Q_x = \frac{\eta}{2}(h_{ok} + x)^2 - \sum_1^k N_i \quad (5.27)$$

(2) Trong vùng ($x \geq 0$):

$$y_2 = e^{-\beta x}(A \cos\beta x) + F \sin\beta x + \frac{\eta}{E_s}(h_{ok} + x) \quad (5.28)$$

$$M_x = -2EI\beta^2 e^{-\beta x}(F \cos\beta x - A \sin\beta x)$$

$$Q_x = 2EI\beta^3 e^{-\beta x}[(A + F)\cos\beta x - (A - F)\sin\beta x] \quad (5.29)$$

Các bước tính toán của phương pháp này như sau:

1) Khi ở giai đoạn đào thứ nhất: Điểm chống của tầng chống thứ nhất xem là điểm bất động, tức là lấy $\delta_1 = y_1 = 0$ (cũng có thể dùng nguyên lí của cơ học kết cấu để tìm chuyển dịch của tầng chống thứ nhất), dùng công thức (5.22) để tìm lực trục N_1 của tầng chống thứ nhất, và dùng công thức (5.21) để tìm chuyển dịch δ_2 ở vị trí dự định đặt tầng chống thứ 2;

2) Khi ở giai đoạn đào thứ 2, xem N_1 và δ_2 là định trị (trị số đã biết), dùng công thức (5.22) tìm lực trục N_2 của tầng chống thứ 2 và dùng công thức (5.21) tìm chuyển dịch δ_3 ở vị trí dự định đặt tầng chống thứ 3;

3) Khi ở giai đoạn đào thứ 3, xem N_1, N_2 và δ_3 là định trị, dùng công thức (5.22) tìm lực trục N_3 của tầng chống thứ 3, và dùng công thức (5.21) tìm chuyển dịch δ_4 ở vị trí dự định đặt tầng chống thứ 4.

4) Cứ tính như trên có thể tìm được nội lực thân tường và lực trục thanh chống khi đào tới đáy móng.

Ví dụ thực tế:

Điều kiện lớp đất: $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi = 14°$, $c = 7$ kN/m^2, $k_h = 20.000$ kN/m^3, $E_s = k_h \times 1 = 20.000$ kN/m^2.

Dùng tường liên tục trong đất, dày 80cm, bêtông C25. Độ sâu hố đào, số lượng và cự li thanh chống như ví dụ vừa nêu trên.

Giải: $I = \frac{1}{12} \times 0,8^3 m^4 = 0,0427 m^4$

$E = 2,85 \times 10^7$ kN/m^2

$$\frac{EI}{E_s} = \frac{2,85 \times 10^7 \times 0,0427}{20.000} m^4 = 61 m^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{20.000}{4 \times 2,85 \times 10^7 \times 0,0427}} = 0,253$$

$$\beta^2 = 0,064; \ \beta^3 = 0,0162$$

Tính áp lực nước, đất như ví dụ trên, $\eta = 14,2$.

Giai đoạn đào thứ nhất, đặt 1 tầng thanh chống:

$N_i = 0$, $h_{ik} = 0$, $h_{kk} = h_{ik} = 4m$, $h_{ok} = 6m$, $N_k = N_1$.

Cho $\delta_1 = 0$, tức $y_1|_{x=-4} = 0$, từ công thức (5.24) ta biết $A_2 = 0$. Dùng công thức (5.23), lấy x = -4 thay vào, tìm được A_1:

$$A_1 = \frac{1}{EI}\left[\frac{-4}{2 \, . \, 0,064} - \frac{1}{6} \times (4-4)^3 + \frac{-4}{2} \times 4^2 + \frac{-4}{0,253} \times 4 + \frac{4^3}{6} - \frac{1}{2 \times 0,0162} - \frac{4}{2 \times 0,064}\right] = -\frac{178}{EI}$$

Dùng công thức (5.25) tìm A_3:

$$A_3 = \frac{14,2}{EI}\left[\frac{(6-4)^5}{120} - 61 \times 4 + \frac{1}{24} \times 6^4 \times 4 + \frac{6^2 \times 4}{4 \times 0,064} + \frac{6^3 \times 4}{6 \times 0,253} + 61 \times 6 - \frac{6^5}{120} + \frac{6}{4 \times 0,0162} + \frac{6^3}{12 \times 0,064}\right] = \frac{14,2}{EI} \times 2241,9 = \frac{31834,98}{EI}$$

Dùng công thức (5.22) tìm N_1:

$$N_1 = -\frac{A_3}{A_1} = \frac{31834,98}{178} kN = 178,8kN$$

Dùng công thức (5.21) tìm chuyển dịch δ_2 ở vị trí dự định đặt tầng chống thứ 2 (khi đó lấy x = 0 thay vào công thức):

$$A_1 = \frac{1}{EI}\left[\frac{-64}{6} + \frac{64}{6} - \frac{1}{2 \times 0,0162} - \frac{4}{2 \times 0,064}\right] = -\frac{62,1}{EI}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_3 = \frac{14,2}{EI}\left[\frac{6^5}{120} + 61 \times 6 - \frac{6^5}{120} + \frac{6^2}{4 \times 0,0162} + \frac{6^3}{12 \times 0,064}\right] = \frac{14,2}{EI} \times 1202,81 = \frac{17079,9}{EI}$$

$$\delta_2 = y_1 = N_k A_1 + A_2 + A_3$$

$$= 178,8 \times \left(-\frac{62,1}{EI}\right) + \frac{17079,9}{EI} = \frac{5976,42}{EI} = 0,00491m$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times 2 \times 25{,}9 \times \frac{2}{3}\ \text{kN.m} = 17{,}3\text{kN.m}$$

$$M_2 = \left(\frac{1}{2} \times 6 \times 85{,}4 \times \frac{6}{3} - 178{,}8 \times 4\right)\text{kN.m} = -202{,}8\text{kN. m}$$

Giai đoạn đào thứ 2:

Đã biết $N_1 = 178{,}8$kN, $\delta_2 = \frac{5976{,}42}{EI}$, $h_{ok} = 10$m, $h_{1k} = 8$m, $h_{kk} = h_{2k} = 4$m, $k = 2$. Tìm $N_k = N_2$, δ_3, M_3.

Dùng công thức (5.22) tìm N_2 (lấy x = -4 thay vào các công thức, vì δ_2 tại x = -4m):

$$A_1 = \frac{178}{EI}$$

$$A_2 = \frac{1}{EI}\left[\frac{178{,}8 \times 8^2 \times (-4)}{2} - \frac{178{,}8}{6}(8-4)^3 + \frac{178{,}8 \times (-4)}{2 \times 0{,}064} + \frac{178{,}8 \times 8 \times (-4)}{0{,}253} + \right.$$

$$\left. + \frac{178{,}8 \times 8^3}{6} - \frac{178{,}8}{2 \times 0{,}0162} - \frac{178{,}8 \times 8}{2 \times 0{,}064}\right] = -\frac{54432}{EI}$$

$$A_3 = \frac{\eta}{EI}\left[\frac{(10-4)^5}{120} + 61 \times (-4) - \frac{10^4 \times (-4)}{24} - \frac{10^2 \times (-4)}{4 \times 0{,}064} - \frac{10^3 \times (-4)}{6 \times 0{,}253} + \right.$$

$$\left. 61 \times 10 - \frac{(10)^5}{120} + \frac{10^2}{4 \times 0{,}0162} + \frac{10^3}{12 \times 0{,}064}\right] = \frac{14{,}2 \times 8307}{EI} = \frac{117959{,}4}{EI}$$

$$N_k = N_2 = \frac{1}{A_1}(\delta_2 - A_2 - A_3) = -\frac{EI}{178}\left(\frac{5976{,}42}{EI} + \frac{54432}{EI} - \frac{117959{,}4}{EI}\right) = 323{,}3\text{kN}$$

Dùng công thức (5.21) tìm chuyển dịch δ_3 ở vị trí dự định đặt tầng chống thứ 3 (khi đó lấy x = 0 thay vào công thức):

$$A_1 = -\frac{62{,}1}{EI}$$

$$A_2 = \frac{-N_1}{EI}\left(\frac{1}{2\beta^3} + \frac{h_{1k}}{2\beta^2}\right) = -\frac{178{,}8}{EI}\left(\frac{1}{2 \times 0{,}0162} + \frac{8}{2 \times 0{,}064}\right) = \frac{16692{,}8}{EI}$$

$$A_3 = \frac{\eta}{EI}\left(\frac{EI}{E_s}h_{ok} + \frac{h_{ok}^2}{4\beta^3} + \frac{h_{ok}^3}{12\beta^2}\right)$$

$$= \frac{14{,}2}{EI}\left(61 \times 10 + \frac{10^2}{4 \times 0{,}0162} + \frac{10^3}{12 \times 0{,}064}\right) = \frac{49063{,}8}{EI}$$

$$\delta_3 = y = N_k A_1 + A_2 + A_3$$

$$= 323{,}3 \times \left(-\frac{62{,}1}{EI}\right) - \frac{16692{,}8}{EI} + \frac{49063{,}8}{EI} = \frac{12294{,}07}{2{,}85 \times 10^7 \times 0{,}0427}\ \text{m} = 0{,}0101\text{m}$$

Giống như trên:

$M_1 = 17,3kN.m$

$M_2 = -202,8kN.m$

$M_3 = \left(\frac{1}{2} \times 10 \times 142,0 \times \frac{1}{3} \times 10 - 178,8 \times 8 - 323,3 \times 4\right)$ kN.m = -356,9kN.m

Thực hiện giống như trên, tính toán tiếp tục cho trường hợp giai đoạn đào thứ 3:

$N_3 = 584,0kN$

$\delta_4 = 0,0158m$

$M_4 = -573,9kN.m$

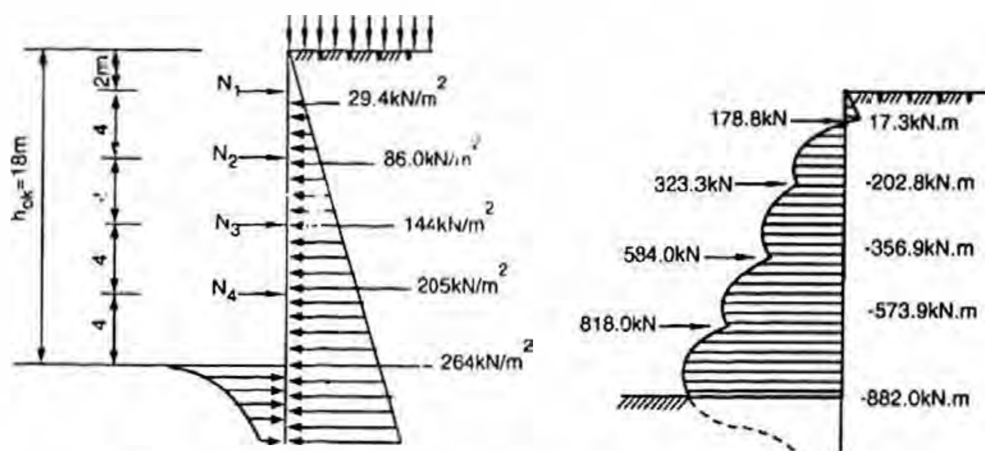
Khi ở giai đoạn đào thứ 4:

$N_4 = 818,0kN$

$\delta_5 = 0,0197m$

$M_5 = -882,0kN.m$

Kết quả tính toán trình bày trên hình 5.13.



Hình 5.13: Ví dụ thực về tính theo phương pháp đàn hồi

5.2.3. Phương pháp tính lực trục thanh chống, nội lực thân tường biến đổi theo quá trình đào móng

Phương pháp này có kể đến sự không ngừng biến đổi của lực trục các tầng thanh chống và nội lực thân tường theo tiến triển của việc đào đất và việc chống giữ. Ví dụ, phương pháp đàn hồi trong "Quy phạm thiết kế móng kết cấu xây dựng Nhật Bản" vừa nêu thuộc về phương pháp tính toán này, hình 5.14 là sơ đồ tính toán của phương pháp đàn hồi.

Những giả thiết cơ bản của phương pháp này là:

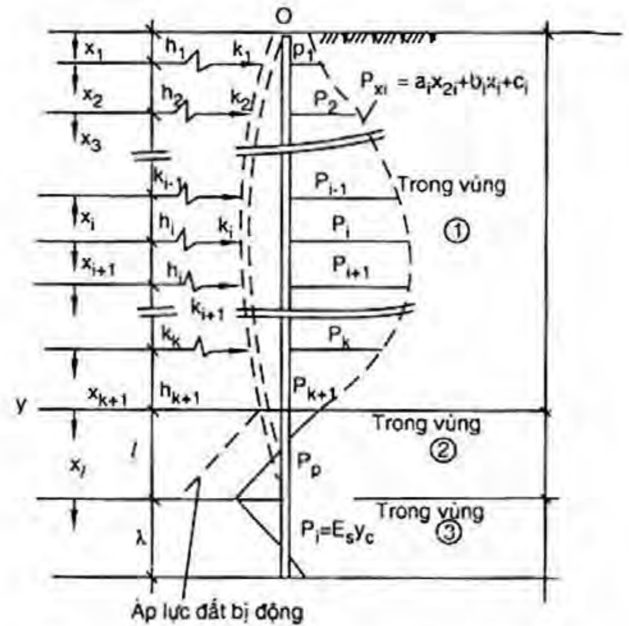
(1) Kể đến sự chuyển dịch của thanh chống, thanh chống thay thế bằng lò xo;

(2) Áp lực đất bên chủ động có thể dựa vào số liệu thực đo, đồng thời giả thiết là hàm số bậc 2 của toạ độ;

(3) Phần tường trong đất đã đạt đến vùng dẻo của áp lực đất bị động Rankine và vùng đàn hồi của phản lực đất tỉ lệ thuận với chuyển dịch của thân tường;

(4) Thân tường là một dầm dài hữu hạn, thanh chống ở thân tường có thể là tự do, là nối khớp hoặc là cố định.

Kí hiệu của chuyển dịch quy định như sau:



Hình 5.14: Sơ đồ tính toán của phương pháp đàn hồi

Trong vùng (1): $y_i = \delta_i + g_i$

Trong đó:

y_i - chuyển dịch của thanh chống ở điểm i;

δ_i - chuyển dịch trước khi lắp đặt của thanh chống ở điểm i;

g_i - chuyển dịch sau khi lắp đặt thanh chống ở điểm i.

Trong vùng (2): chuyển dịch là y_p.

Trong vùng (3): chuyển dịch là y_c.

Thiết lập phương trình dường cong đàn hồi:

Trong vùng (1):

$$EI\frac{d^4y_i}{dx_i^4} = A_ix_i^2 + B_ix_i + C_i \qquad (5.30)$$

Tìm được: $$y_i = \frac{1}{EI}\left(\frac{A_ix_i^9}{360} + \frac{B_ix_i^5}{120} + \frac{C_ix_i^4}{24} + \frac{A_ix_i^3}{6} + \frac{B_ix_i^2}{2} + C_ix_i + D_i\right) \qquad (5.31)$$

Trong đó:

$0 \le x_i \le h_i$, $i = 1 \div (K + 1)$, K là số thanh chống;

Các đại lượng chưa biết là A_i, B_i, C_i, D_i tổng cộng $4(K + 1)$.

Trong vùng (2): Áp lực đất bị động ở bên dưới mặt đào là trị xác định

$$EI\frac{d^4y_p}{dz_1^4} = -\left[\gamma\tan^2\left(45^o + \frac{\phi}{2}\right)z_1 + 2c.\tan\left(45^o + \frac{\phi}{2}\right) - p_{k+1}\right] \qquad (5.32)$$

Trong đó: γ - trọng lượng ướt của đất (kN/m^3).

Cho: $K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\phi}{2}\right)$, $\alpha = K_p\gamma$

$\alpha S_o = 2c.\tan\left(45^o + \frac{\phi}{2}\right)$, $z_i = 0 \sim l$,

Ta được: $$y_p = \frac{1}{EI}\left(-\frac{\alpha}{120}z_1^5 - \frac{\alpha S_o}{24}z_1^4 + \frac{E_1}{2}z_1^2 + E_3z_1 + E_4\right) \quad (5.33)$$

Bốn đại lượng chưa biết là: E_1, E_2, E_3, E_4.

Trong vùng (3):

$$EI\frac{d^4y_c}{dz_1^4} = -E_sy_c \quad (5.34)$$

Được: $$y_c = \frac{1}{EI}\left[e^{\beta z_2}(F_1\cos\beta z_2 + F_4\sin\beta z_2) + e^{-\beta z_2}(F_3\cos\beta z_2 + F_4\sin\beta z_2)\right] \quad (5.35)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}, \quad z_2 = 0 \sim \lambda$$

Bốn đại lượng chưa biết là: F_1, F_2, F_3, F_4.

Ngoài ra đại lượng chưa biết còn có: g_i (lượng chuyển dịch sau khi lắp chống) K lần và độ dài l trong vùng (2). Tổng đại lượng chưa biết của phương pháp này là:

4(K + 1) + 4 + 4 + K + 1 = (5K + 13) và ta sẽ dùng (5K + 13) điều kiện biên và điều kiện liên tục là có thể hoàn toàn giải được bài toán như được trình bày sau đây:

Trong vùng ①

Điểm O:	$\begin{cases}[M_i]_o = 0 \\ [Q_i]_o = 0\end{cases}$	1 phương trình 1 "
	$[M_i]h_i = [M_{i+1}]$	K "
	$[Q_i]h_i + K_ig_i = [Q_{i+1}]$	K "
	$[\theta_i]h_i = [\theta_{i+1}]$	K "
	$[y_i]h_i = [y_{i+1}]_o = \delta_i + g_i$	K "
Trong đó:	$[y_i]h_i = \delta_i + g_i$	K "
	$[y_i + 1]_o = \delta_i + g_i$	K "

Trong vùng ②:

Điểm A:	$\begin{cases}[Q_{h+1}]\,h_{k+1} = [Q_p] \\ [M_{k+1}]\,h_{k+1} = [M_p] \\ [\theta_{k+1}]h_{k+1} = [\theta_p] \\ [y_{k+1}]\,h_{k+1} = [y_p]\end{cases}$	1 " 1 " 1 " 1 "

Điểm B: $\begin{cases} [Q_p]_l = [Q_c] \\ [M_p]_l = [M_c] \\ [\theta_p]_l = [\theta_c] \\ [y_p]_l = [y_c] \\ [P_p]_l = [P_c] \end{cases}$ 1 " / 1 " / 1 " / 1 " / 1 "

Trong vùng ③: Khi chống ở thân tường xem là liên kết khớp:

$[M_c]_\lambda = 0$ 1 phương trình

$[Q_c]_\lambda = 0$ 1 phương trình

Cộng là: 5K + 13 phương trình

Vậy đối với một tường liên tục trong đất có 4 tầng chống, cộng có 33 đại lượng chưa biết và sẽ có 33 phương trình được thành lập và có thể giải bằng máy tính.

5.2.4. Lí luận cùng biến dạng

Lí luận cùng biến dạng xét đến ảnh hưởng của chuyển dịch thân tường chắn đối với áp lực đất, thường gọi là lí luận cùng biến dạng, do Sâm Trọng Long Mã của Nhật Bản đề xuất. Chuyển dịch của thân tường sẽ có ảnh hưởng làm tăng hoặc làm giảm đối với áp lực đất.

Những giả thiết cơ bản của lí luận cùng chuyển dịch là:

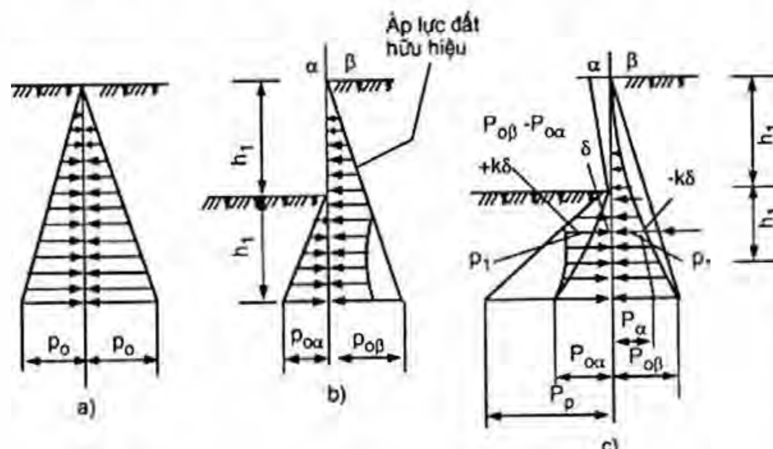
(1) Khi ở trạng thái đầu tiên, thân tường hoàn toàn không có chuyển dịch, áp lực đất (bao gồm áp lực nước) xem là áp lực đất tĩnh như hình 5.15a, b;

(2) Giả định thân tường, thanh chống và nền đất đều là đàn hồi;

(3) Áp lực đất tác động lên tường biến đổi theo sự chuyển dịch của thân tường, tính theo công thức (2.68), nhưng trị áp lực đất chủ động nhỏ nhất của nó là p_a, trị áp lực đất bị động lớn nhất là p_p;

(4) Hệ số nền theo chiều ngang K_h, độ cứng của tường EI, hệ số lò xo của chống ngang bằng EA/l v.v... ở các độ sâu khác nhau của tường, có thể căn cứ vào nền đất và tình hình của tường trong đất để phân biệt áp dụng những trị số khác nhau;

(5) Giả định là chống ngang chỉ chịu lực nén chứ không chịu lực kéo.



Hình 5.15: Quan hệ giữa áp lực đất lên tường với chuyển dịch của thân tường a) Khi chưa đào; b) Đào nhưng thân tường không chuyển dịch; c) Sau khi đào thân tường có chuyển dịch.

5.2.4.1. Công thức tính cơ bản

Nếu chuyển vị ngang của 1 điểm bất kì nào đó trên thân tường là δ thì áp lực đất của nó có thể tính theo công thức (2.68), tức:

$$p = p_o + K\delta; \quad p_a < p < p_p \tag{5.36}$$

Trong đó:

p_o - áp lực đất tĩnh tác động lên tường;

p - áp lực đất tác động lên tường;

K - hệ số nền theo chiều ngang của nền đất;

δ - chuyển dịch ngang của thân tường;

p_a, p_p - lần lượt là áp lực đất chủ động, bị động.

Dưới tác động của áp lực đất cùng với chuyển dịch của thân tường thì phương trình cơ bản lúc đạt đến trạng thái cân bằng là:

$$K.\delta = (p_{o\beta} - k_\beta\delta) - (p_{o\alpha} + k_\alpha\delta) \tag{5.37}$$

Viết lại công thức trên đây dưới dạng:

$$K.\delta = (p_{o\beta} - p_{o\alpha}) - (k_\beta + k_\alpha)\delta \tag{5.38}$$

Trong đó:

K - ma trận độ cứng của tường trong đất.

Kí hiệu α chỉ bên có đào, β là bên không đào.

Trong công thức (5.38) cho:

$$(p_{o\beta} - p_{o\alpha}) = p'$$

$$(k_\beta + k_\alpha) = k'$$

Được:

$$K\delta = p' - k'\delta \tag{5.39}$$

Công thức (5.39) về hình thức giống như công thức cơ bản dùng để tìm ứng suất của dầm trên nền đàn hồi.

5.2.4.2. Các bước tính toán

1. Chuẩn bị tính toán

1) Như thể hiện trong hình 5.16a, chia thân tường thành ra n điểm, tại các điểm này chính là vị trí chuẩn bị lắp các chống ngang và cũng là vị trí bản sàn của kết cấu chủ thể khi mà thân tường sẽ làm thành một bộ phận của kết cấu chủ thể.

2) Tính độ cứng của tường ngầm trong đất giữa các điểm (phần tử), hệ số lò xo theo chiều ngang của nền đất tại các điểm tựa và độ cứng của chống ngang bằng:

$$G_w = \frac{E_w I}{\lambda} \tag{5.40}$$

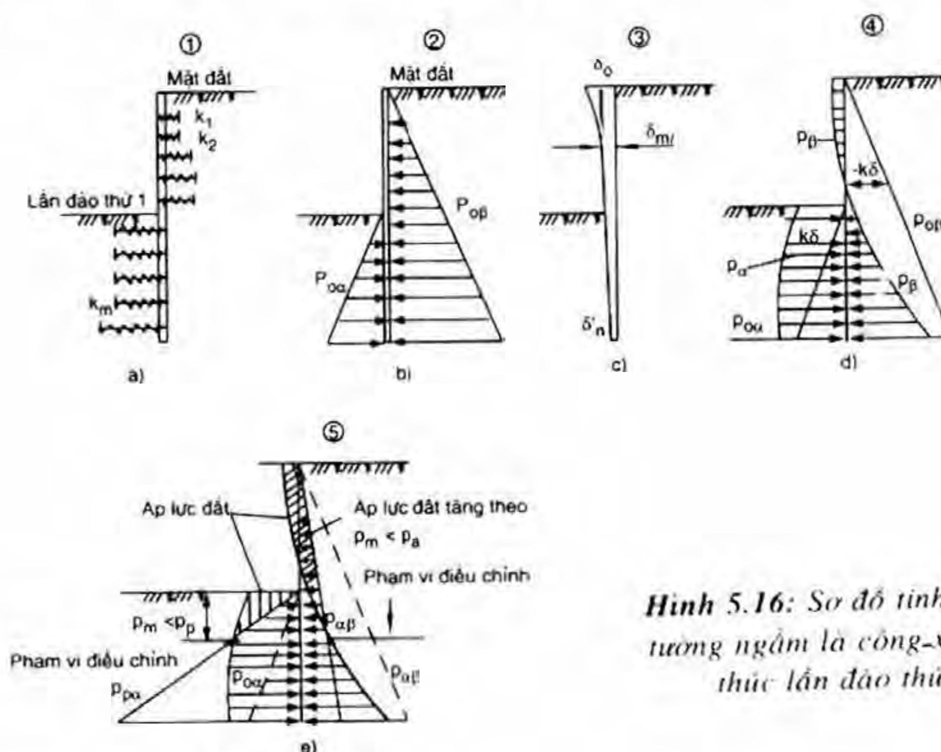
Trong đó:

G_w - độ cứng của tường trong đất giữa hai điểm liền kề;

E_w - môđun đàn hồi của thân tường;

I - mômen quán tính của thân tường;

λ - khoảng cách giữa hai điểm liền kề



Hình 5.16: Sơ đồ tính toán xem tường ngầm là công-xôn khi kết thúc lần đào thứ nhất

$$K_\alpha = k_\alpha B\lambda' \qquad (5.41)$$

$$K_\beta = k_\beta B\lambda' \qquad (5.42)$$

Trong đó:

K_α - hệ số lò xo theo chiều ngang của nền đất ở bên phía đào đối với điểm tựa;

K_β - hệ số lò xo theo chiều ngang của nền đất ở bên phía không đào đối với điểm tựa;

k_α - hệ số nền của đất theo chiều ngang của bên phía đào;

k_β - hệ số nền của đất theo chiều ngang của bên phía không đào;

B - bề rộng của thân tường đang tính toán;

λ' - cự li từ giữa nhịp đến giữa nhịp của các điểm tựa.

$$K_s = \frac{E_s A}{l} \qquad (5.43)$$

Trong đó:

K_s - hệ số lò xo của chống ngang;

E_s - môđun đàn hồi của chống ngang;

A - diện tích mặt cắt của chống ngang;

l - chiều dài của chống ngang.

2. Tính toán khi kết thúc lần đào thứ nhất

Sau lần đào thứ nhất sẽ hình thành tường trong đất kiểu côngxon không có chống, các bước tính toán như hình 5.16, tức là:

1) Chuẩn bị tính toán các điểm liên kết và thân tường như đã nói ở trên;

2) Trạng thái tiêu chuẩn khi kết thúc lần đào thứ 1, như hình 5.16b;

3) Tính trị chuyển vị δ_1 do áp lực đất (áp lực nước) hữu hiệu sinh ra dưới trạng thái tiêu chuẩn theo công thức (5.39), như hình 5.16c.

4) Tính trị áp lực đất tác động trên thân tường theo δ_1

$$p_{m1} = P_o \pm \delta_1 k$$

5) Hiệu chỉnh áp lực đất theo điều kiện

$$p_{am} < p_m < p_{pm}$$

6) Tính toán lặp lại: Căn cứ áp lực đất (áp lực nước) vừa tìm được theo 5) nói trên, tính toán lặp lại từ 3) – 5), cho đến khi chênh lệch giữa áp lực đất khi bắt đầu tính với áp lực đất sau khi tính là có thể bỏ qua thì dừng việc tính toán lại;

7) Tính trị chuyển dịch, áp lực đất và nội lực thân tường: Căn cứ vào chuyển dịch, áp lực đất và nội lực tìm được bằng tính toán lặp ở bước 6) sẽ dùng làm trị số khi kết thúc lần đào thứ nhất.

Sơ đồ về trình tự tính toán tường trong đất kiểu côngxon như hình 5.17, tính toán khi kết thúc lần đào thứ nhất của tường trong đất có nhiều chống cũng làm như vậy.

3. Tính toán khi lắp đặt hàng chống thứ nhất và lực trục tăng trước

Lấy trị chuyển dịch của thân tường, áp lực đất và nội lực khi kết thúc lần đào thứ nhất như hình 5.16 làm trạng thái tiêu chuẩn, sau đó là tình hình khi tăng lực trục ban đầu H_1 cho chống ngang. Các bước tính toán ngoài sự khác nhau về trạng thái tiêu chuẩn và phải tăng thêm lực H_1 áp lực đất hữu hiệu ở điểm đặt chống ngang ra, các bước khác giống như hình 5.16. Nếu như chống ngang không tăng lực trục ban đầu (tức $H_1 = 0$) thì không nhất thiết phải có mục đích tính toán này.

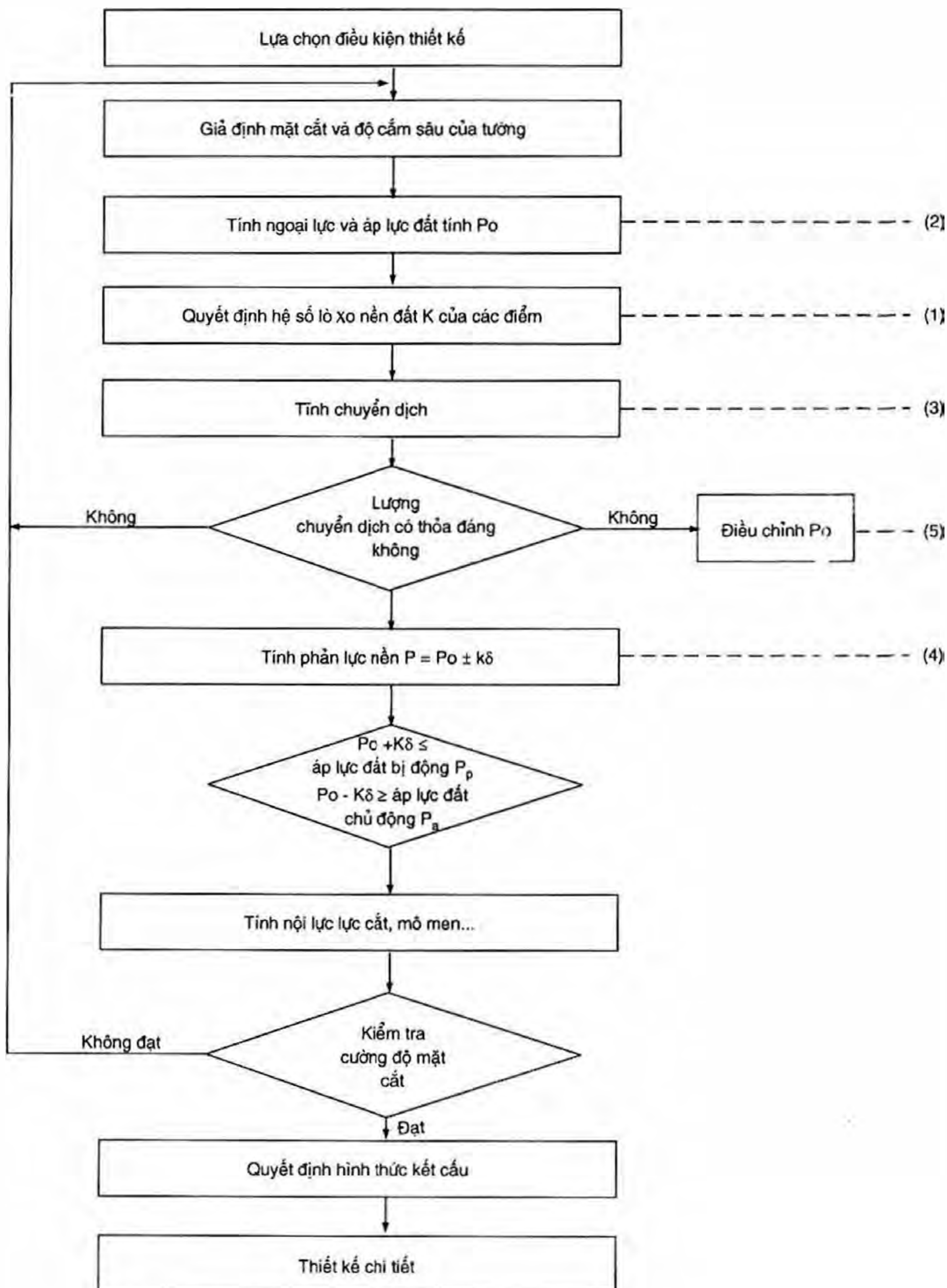
4. Tính nội lực do đào đất sinh ra sau khi đặt hàng chống ngang thứ nhất

Đem các kết quả tính toán ở mục trên làm thành trạng thái tiêu chuẩn rồi tính toán theo các bước giống như hình 5.16.

5. Công việc đào đất tiếp sau đó và việc kiểm tra tình hình bố trí thanh chống ngang chỉ cần lặp lại các bước nói trên

Hình 5.18 thể hiện các bước tính toán ở lần đào thứ n, tức:

1) Tính toán chuẩn bị: Tính trị K ở các điểm liên kết hệ số lò xo của thanh chống ngang v.v... (hình 5.18a);



Hình 5.17: *Sơ đồ về trình tự tính toán cơ bản tường trong đất kiểu côngxon*

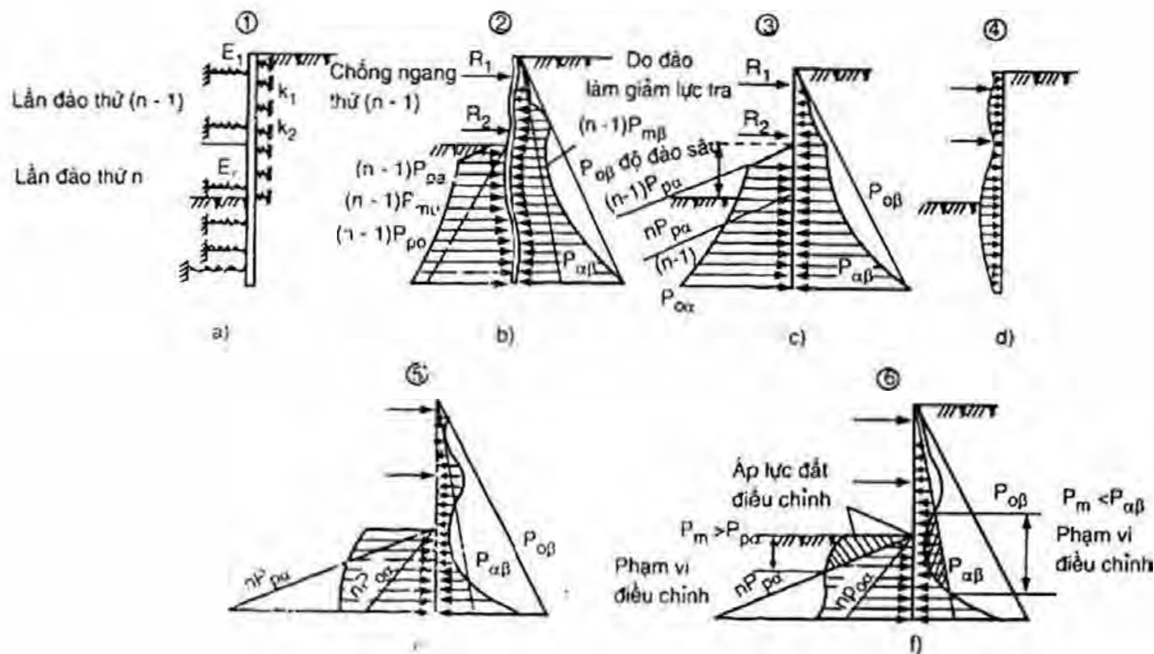
2) Trị chuyển dịch trước khi bắt đầu lần đào thứ n, áp lực đất (bao gồm áp lực nước), nội lực thân tường và lực trục của chống ngang (trạng thái tiêu chuẩn khi bắt đầu tính toán) xem hình 5.18b;

3) Do đào làm biến đổi điều kiện gối tựa thân tường xem hình 5.18c;

4) Sau khi có kể đến tình hình đào đất, tìm trị chuyển dịch δ'_n, xem hình 5.18d;

5) Tính toán áp lực đất do δ'_n sinh ra:

$$np'_m = p_o \pm \delta'_n k$$



Hình 5.18: Các bước tính toán khi ở trường hợp đào thứ n

6) Hiệu chỉnh kết quả tính toán áp lực đất:

$$p_{am} < p_m < p_{pm}$$

7) Tính toán lặp lại:

Căn cứ vào áp lực đất tính ra từ 6), tiến hành tính toán theo các bước từ 4) ~ 6), cho đến khi chênh lệch áp lực đất khi bắt đầu tính toán với áp lực đất sau tính toán là có thể bỏ qua thì mới dừng tính;

8) Tính chuyển vị, áp lực đất, nội lực và phản lực thanh chống khi kết thúc lần đào thứ n như sau: căn cứ vào cách tính lặp trình bày ở bước 7) tìm trị cuối cùng về chuyển dịch, áp lực đất, phản lực thanh chống ngang và nội lực thân tường tìm ra được từ các trị số nói trên và đó là kết quả tính khi kết thúc lần đào thứ n.

Phải chỉ rõ là, về vấn đề ứng suất sinh ra ở thanh chống ngang do biến đổi nhiệt độ, thì có thể lấy lực trục N do biến đổi nhiệt độ tạo ra cộng thêm vào thanh chống ngang,

để thay cho lực trục ban đầu phải tăng khi lắp đặt chống ngang. N có thể tính theo công thức sau:

$$N = \varepsilon t E_s A \left(\frac{l}{2} \right) \qquad (5.44)$$

Trong đó:

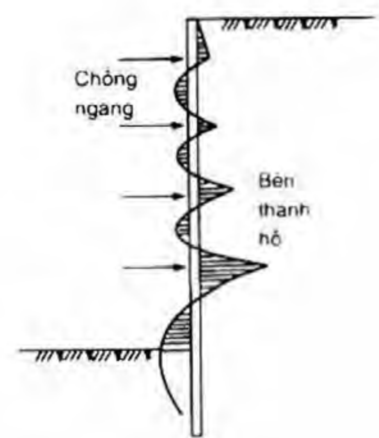
ε - hệ số dãn nở nhiệt của chống ngang;

t - biến đổi nhiệt độ;

Các kí hiệu khác giống công thức (5.43).

5.3. PHƯƠNG PHÁP SỐ GIA TÍNH TƯỜNG CHẮN NHIỀU THANH CHỐNG

Tường chắn nhiều chống hoặc nhiều neo, nếu áp dụng phương pháp tính truyền thống là không kể đến sự biến dạng của chống và neo trong quá trình thi công đào đất và ta được kết quả: lấy mômen chống uốn bên không đào làm chính, nếu tính theo phương pháp dầm đẳng trị, cũng thu được kết quả tương tự như hình 5.19 đã thể hiện rõ. Trong quá trình thi công thực tế, khi đào đất, thân tường đã có chuyển dịch, chống hoặc neo được lắp đặt vào khi thân tường đã có chuyển vị rồi, như thể hiện trong hình 5.2. Đối với trường hợp này trên đây cũng đã có giới thiệu sơ lược.



Hình 5.19: *Sơ đồ mômen theo phương pháp dầm tương đương*

Việc tính toán nội lực của kiểu tường trong đất có nhiều chống hoặc nhiều neo này, Y. K. Cheung... đã từng đưa ra tổng kết và lí luận tương đối có hệ thống. Nhưng khi xét đến toàn bộ quá trình thi công đào hố và chống giữ hố và mối quan hệ giữa biến dạng của thanh chống hoặc neo với lực chống thì phương pháp số của phần tử hữu hạn v.v... là phương pháp tương đối lí tưởng, điều này sẽ giới thiệu trong mục 5.4.

Trong thực tế, quá trình chịu lực của tường chắn là quá trình tác động đồng thời giữa đất, tường, chống (hoặc neo), nội lực của tường có liên quan với tính chất của đất, độ cứng của tường, độ cứng của thanh chống (hoặc thanh neo) cũng như quá trình đào và chống. Ở đây giới thiệu phương pháp tính nội lực của tường trong đất với nhiều chống (hoặc nhiều neo) trên cơ sở của phương pháp tính đơn giản hoá cọc, đất chịu tác động đồng thời của tải trọng ngang: đó chính là phương pháp số gia bằng cách giản đơn hoá tác động đồng thời của đất, tường, chống (hoặc neo) có kể đến toàn bộ quá trình thi công từng bước chống giữ (hoặc neo giữ) và từng bước đào đất, đồng thời lại dùng lí luận để chứng minh tính chính xác của nó và dùng kết quả tính toán thực tế để nói rõ tính hợp lí của nó.

5.3.1. Phương pháp số gia

Với tường liên tục trong đất, lấy một mét dài làm đơn vị tính toán và xem nó là một dầm móng đàn hồi chịu tác động của áp lực đất: tác động của đất vào tường có thể biểu thị bằng một hệ thống lò xo đất giống như mô hình Winkler, còn hệ số độ cứng K của lò xo thì xác định bằng định nghĩa $K = N/\Delta$, Δ là chuyển vị tìm được của Boussinesq từ lí thuyết đàn hồi, N là lực tương ứng. K xác định là hàm số của môđun biến dạng E_o của đất, hệ số Poatxông μ_s, diện tích đất chịu nén $b_i \times d$ do lò so làm đại diện như được thể hiện trên hình 5.20. Đối với lò so đất từ mặt đào trở lên nếu là chịu kéo thì lò so không gây ra tác động vì đất không chịu lực kéo, khi đó K = 0, cho lực tập trung của một lò so đất sinh ra là x_i, cho diện tích mà lò so làm đại diện cho đất chịu nén là $b_i \times d$, d là độ rộng của phần tử tường, thường lấy d = 1m, thì áp lực phân bố tác động trên diện tích ấy là

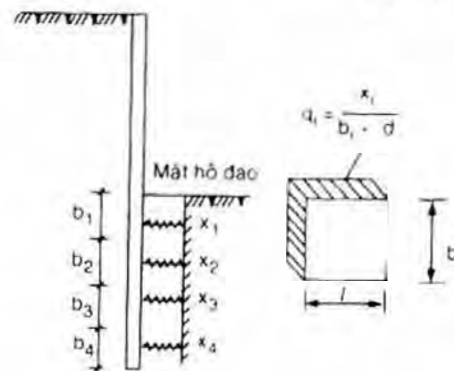
$$q_i = \frac{x_i}{b_i \times d}$$

Cho d < b, từ lời giải của Boussinesq có thể tính được chuyển vị Δ dưới tác động của q_i là:

$$\Delta = \frac{dq(1-\mu_s^2)}{E_o}\omega = \frac{dx_i(1-\mu_s^2)}{b_i d E_o}\omega$$

thì

$$k_i = \frac{x_i}{\Delta} = \frac{bE_o}{(1-\mu_s^2)\omega}$$

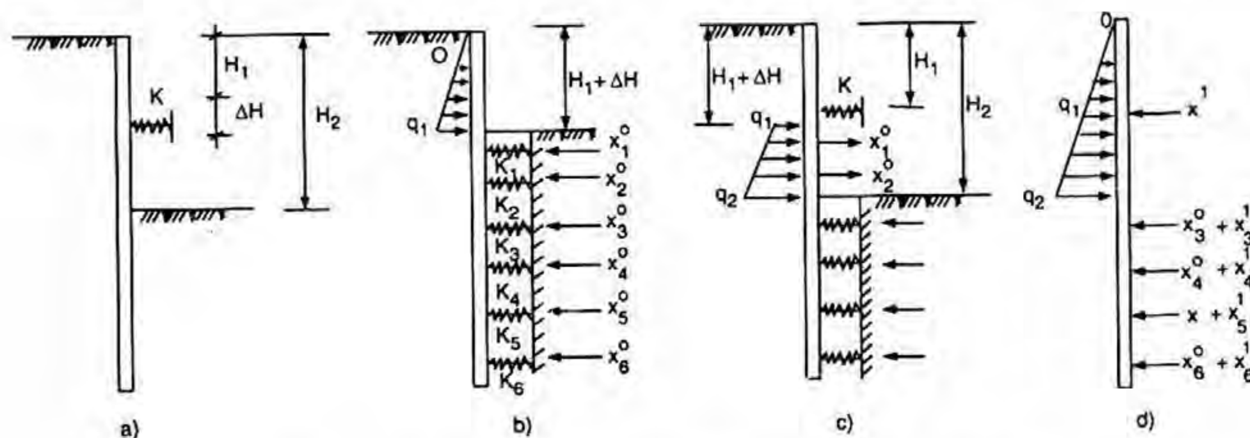


Hình 5.20: Sơ đồ tính toán theo phương pháp số gia

ω là hệ số hình dạng có liên quan với b/d, khi b/d = 1,0: ω = 0,8; khi b/d = 1,5, ω = 1,08; khi b/d = 2, ω = 1,22. Bởi vì k_i tương ứng với các lớp đất khác nhau có thể phản ánh bằng E_o, do đó E_o của lớp đất cứng là lớn thì k_i tương ứng cũng lớn, cho nên k_i được xác định từ đó có thể xét đến chênh lệch của k_i của lớp mềm và lớp cứng, phương pháp này có thể lập thành chương trình máy tính và đã được vận dụng vào nhiều công trình thực tế, đã chứng minh là giữa tính toán với kết quả thực đo là tương đối gần nhau

Để cho giản đơn và thuận tiện, sau đây lấy ví dụ như hình 5.21 là trường hợp chỉ có một chống để trình bày quá trình tính toán theo phương pháp số gia.

Trong hình 5.21a, thanh chống ở độ sâu H_1 dưới mặt đất, tất yếu là phải đào đến độ sâu $H_1 + \Delta H$. Khi đó, tải trọng tương ứng và sơ đồ tính toán như hình 5.21b, oq_1 là áp lực đất từ mặt đào trở lên, sau khi giải sẽ được phản lực x_1^o, x_2^o, ...x_6^o của lò xo đất bên dưới mặt đào, nội lực và chuyển vị của thân tường tương ứng với lúc ấy sẽ có thể tìm được.



Hình 5.21: Sơ đồ quá trình tính toán của phương pháp số gia

Khi đặt thanh chống vào chỗ H_1 bên dưới đỉnh tường, cho độ cứng lò xo của chống này là K, sau đó đào từ $H_1 + \Delta H$ đến H_2, sơ đồ tính toán của quá trình này như hình 5.21c, lượng tăng của áp lực đất là q_1q_2, mà khi đào tới $H_1 + \Delta H$, tức là ở trạng thái như hình 5.21b, hai lò xo đất K_1, K_2 tác động vào thân tường có phản lực x_1^o, x_2^o, còn khi đào từ $H_1 + \Delta H$ đến H_2, đất ở tại lò xo này bị đào đi mất nên K_1 và K_2 tương ứng không còn nữa, nó tương đương với hai lực ở trên tường mà về mặt tác dụng có độ lớn tương đương và có phương chiều ngược lại với x_1^o, x_2^o, như hình 5.21c. Do đó, q_1q_2 và x_1^o, x_2^o sẽ là số gia tải trọng của quá trình tăng này và do lò so đàn hồi K và lò xo đất ở bên dưới mặt đào cùng nhau gánh chịu và khi giải sẽ tìm được các phản lực lò xo x^1, x_3^1, x_4^1, x_5^1, x_6^1 như hình 5.21d, nội lực thân tường và số gia chuyển vị tương ứng với quá trình này có thể tìm được. Cộng dồn số gia tải trọng và phản lực lò xo tác dụng trên tường của các quá trình tăng sẽ được lực tác động trên tường, như hình 5.21d thể hiện, tức là số gia nội lực thân tường và chuyển vị thu được của quá trình hai lần tăng như hình 5.21b, c cộng dồn sẽ được nội lực và chuyển vị thân tường cuối cùng của quá trình thi công như thể hiện trong hình 5.21d.

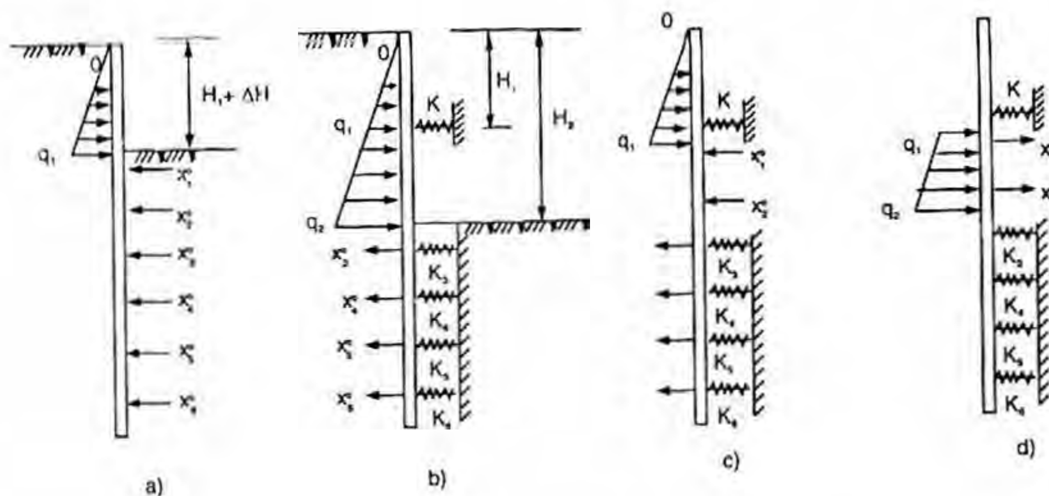
Trên đây là quá trình tính toán của phương pháp số gia, nó hoàn toàn có thể dùng trong trường hợp có nhiều chống hoặc nhiều neo.

5.3.2. Chứng minh lí luận của phương pháp số gia

Vẫn lấy tình huống thi công như trên hình 5.21a để chứng minh.

Để thuận tiện và trực quan, chứng minh bằng phương pháp sơ đồ như sau: Khi đào đến $H_1 + \Delta H$, sơ đồ tính toán và phản lực lò xo của đất ở bên dưới mặt đào như hình

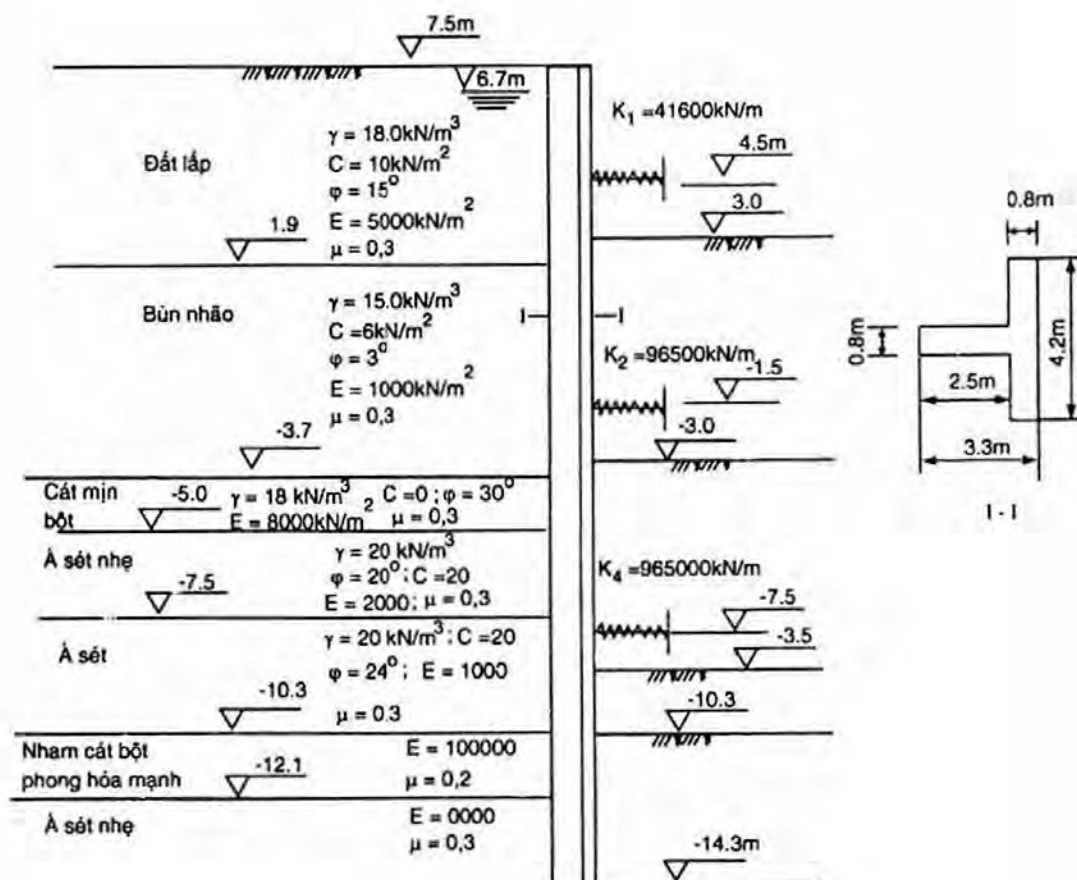
5.21b, tưởng tượng tách ra 1 phần của tường, thì khi đó ngoại lực tác động vào tường có áp lực đất ở bên trên mặt đào và phản lực lò xo ở bên dưới mặt đào, như hình 5.22a, lúc này hệ lực tác động lên tường là hệ lực cân bằng, khi lắp thanh chống vào chỗ H_1 và đào từ $H_1 + \Delta H$ đến H_2, hệ lực không cân bằng đã biết tác động lên tường và tình hình gối tựa lò xo như hình 5.22b, hình 5.22a cho thấy là khi đào tới H_2 thì nội lực và chuyển vị của thân tường có thể tính được từ hình 5.22b, sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 5.25b đã kể đến ảnh hưởng của việc lắp đặt thanh chống và trình tự thi công. Nếu chúng ta chứng minh được rằng kết quả của hình 5.22b là cộng dồn kết quả của hình 5.21b, c thì tính chính xác của phương pháp số gia đã được khẳng định. Hiển nhiên là hình 5.22b có thể thu được từ cộng dồn hình 5.22c với 5.22d, kết quả của hình 5.22d và hình 5.22c là giống nhau, mà ngoại lực đã biết tác động lên tường ở hình 5.22c thì giống như hình 5.22a, chúng là một hệ lực cân bằng, cho là trên các lò xo gối tựa của hệ lực cân bằng 5.22c sẽ không sinh ra bất kì một lực mới nào nữa, do đó lấy phần tách ra ở tường của hình 5.22c, thì các ngoại lực tác động lên tường sẽ là trường hợp của hình 5.22a; cho nên, nội lực và chuyển vị trong tường của hình 5.22c sẽ giống như kết quả của hình 5.21b. Do đó, nội lực và chuyển vị của tường ở hình 5.22b có thể thu được từ kết quả cộng dồn hai hình 5.21b, c. Với lí luận như vậy, thì trong trường có nhiều tầng chống cũng có thể chứng minh được.



Hình 5.22: Sơ đồ chứng minh lí luận tính toán theo phương pháp số gia

5.3.3. Ví dụ thực tế

Công trình đào hố móng sâu đường hầm qua sông Chu Giang ở Quảng Châu - Trung Quốc, một bộ phận đã áp dụng tường liên tục trong đất, hình 5.23 là mặt cắt và tình hình địa chất của một đoạn móng. Độ sâu đào hố móng là 17,8m, cốt cao mặt đất là 7,5m cốt cao đáy móng là -10,3m, cốt cao của mực nước dưới đất là 6,7m, tại các chỗ cốt cao 4,5, -1,5, -7,5m có đặt chống lò xo, chống bằng thép chữ I, độ cứng của các tầng chống lần lượt là K_1 = 41600 kN/m, K_2 = 96500 kN/m, K_3 = 96.500 kN/m. Tường liên tục trong đất có mặt cắt hình chữ T. Trình tự đào và chống như sau:



Hình 5.23: Mặt cắt tường liên tục trong đất và tình hình địa chất.

1) Từ 7,5m đào đến 3,0m;

2) Ở độ sâu 4,5m đặt tầng chống thứ nhất K_1, từ 3m đào tới -3m;

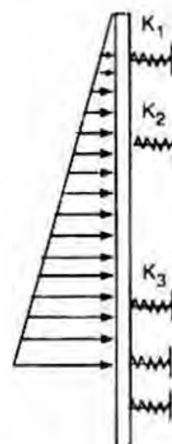
3) Ở độ sâu -1,5m đặt tầng chống thứ hai K_2, từ -3,0m đào tới -8,5m;

4) Ở độ sâu -7,5m đặt tầng chống thứ ba K_3, từ -8,5m đào tới -10,3m, quá trình đào và chống như hình 5.23.

Giải: Lấy thân tường rộng 1m để tính, mômen chống uốn của mỗi mét bề rộng tường $EI = 3,3 \times 10^7$ kN.m².

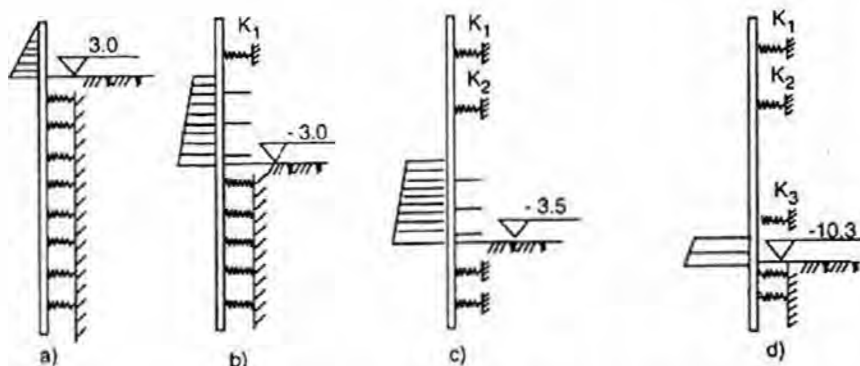
Nếu không kể đến quá trình thi công, thì sơ đồ tính toán như hình 5.24. Mômen thân tường và phản lực của các chống tương ứng như hình 5.26.

Khi tính toán bằng phương pháp số gia, sơ đồ tính toán của các quá trình số gia như hình 5.25a, b, c, d, khi đào đến -10,3m, nội lực thân tường là cộng dồn nội lực của các quá trình số gia, hình 5.27 là phản lực của thân tường và của các hàng chống khi đào sâu đến -10,3m tính theo phương pháp số gia. So sánh kết quả của hình 5.26 với hình 5.27 có thể

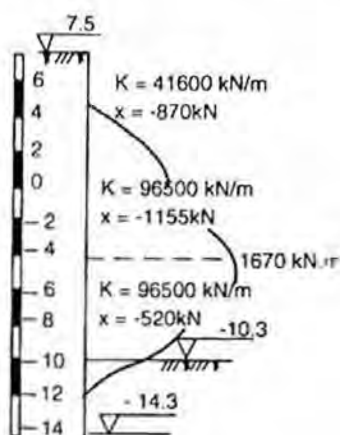


Hình 5.24: Sơ đồ tính toán không kể đến quá trình thi công

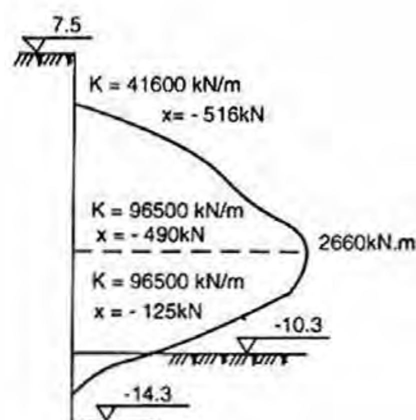
thấy, mômen uốn thân tường của phương pháp số gia lớn hơn nhiều so với mômen uốn thân tường khi không kể đến quá trình thi công. Rõ ràng là, thiết kế thân tường mà không kể đến quá trình thi công là không an toàn, và phản lực thanh chống tính ra cũng là không hợp lí, thiên về lớn quá; lấy K_3 làm ví dụ, lực sinh ra đối với K_3 chỉ là quá trình tăng khi đào từ -8,5m đến -10.3m, lượng tăng của quá trình này chỉ có 700kN tải trọng, lượng tăng tải trọng này có thể do đất bên dưới mặt đào và ba hàng chống K_1, K_2, K_3 cùng nhau gánh chịu, kết quả chỉ là 125kN như trên hình 5.27, mà trên hình 5.26 thì phản lực K_3 lại đạt tới 520kN, kết quả này hiển nhiên là thiên về quá lớn và không hợp lí, như vậy sẽ lãng phí khi thiết kế thanh chống hoặc thanh neo, còn kết quả của phương pháp số gia thì khá hợp lí.



Hình 5.25: Sơ đồ tính toán của các quá trình số gia



Hình 5.26 Mômen và nội lực thanh chống khi tính toán không kể đến quá trình thi công



Hình 5.27: Mômen và nội lực thanh chống khi tính toán theo phương pháp số gia

5.4. PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

5.4.1. Khái niệm cơ bản

Phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) được áp dụng sớm nhất trong lĩnh vực hàng không. Nó là phương pháp số được phát triển cùng với sự phát triển của máy tính điện tử. Phương pháp số có khác với phương pháp giải tích: phương pháp giải tích xuất phát

từ việc nghiên cứu một vật vi mô trong một môi trường liên tục, trong khi phân tích cho phép số lượng của vật vi mô là nhiều vô hạn còn độ lớn của nó thì có thể dẫn tới không, từ đó thu được phương trình vi phân miêu tả tính chất của môi trường đàn hồi, giải phương trình vi phân sẽ được một đáp số giải tích. Đương nhiên, đối với phần lớn các công trình, do vật liệu không đồng đều, phi tuyến tính hoặc sự phức tạp về hình dạng hình học của công trình, muốn có được đáp số giải tích, thường là cực kì khó khăn; còn phương pháp phần tử hữu hạn xuất phát từ việc nghiên cứu đặc tính cơ học của phần tử có giới hạn về độ lớn, cuối cùng nhận được một hệ phương trình đại số về mối quan hệ tải trọng - chuyển vị ở từng nút, dùng phương pháp máy tính để tìm ẩn số chuyển vị của nút, từ đó tìm ra ứng suất và biến dạng của các phần tử.

Trong phương pháp phần tử hữu hạn, có thể lấy chuyển vị của nút làm ẩn số, cũng có thể lấy lực của nút làm ẩn số, theo sự khác nhau của việc chọn ẩn số sẽ có phương pháp chuyển vị, phương pháp lực và phương pháp hỗn hợp. Trong đó, phương pháp chuyển vị được sử dụng phổ biến nhất.

Lấy phương pháp chuyển vị làm ví dụ, quá trình phân tích để giải theo phương pháp phần tử hữu hạn như sau:

1) Rời rạc hoá môi trường liên tục: Chia môi trường liên tục thành hệ thống tổ hợp các phần tử hữu hạn cùng giá trị. Trong phân tích chắn giữ hố móng, phạm vi môi trường đất phải mô hình hoá thường không thể xác định thật rõ rệt, theo chiều nằm ngang và chiều thẳng đứng có thể là môi trường đất lớn vô hạn hoặc bán vô hạn, nhưng trong thực tiễn thì lại chỉ xét đến một khối đất trong phạm vi có ý nghĩa mà thôi;

2) Lựa chọn mô thức chuyển vị (mô hình trường biến số);

3) Theo nguyên lí hư công (hoặc phương pháp biến phân) lập ma trận độ cứng, thiết lập phương trình cân bằng;

4) Thiết lập hệ phương trình đại số toàn bộ thể liên tục đã rời rạc hoá:

$$[K]\{\delta\} = \{R\} \tag{5.46}$$

Trong đó:

$[K]$ - ma trận độ cứng tổng thể;

$\{\delta\}$ - chuyển vị của các nút;

$\{R\}$ - tải trọng tại nút.

Đồng thời đưa vào các điều kiện biên hình học, chuyển vị ở các chỗ biên của kết cấu là xác định, theo đó sửa đổi thích đáng phương trình nói trên;

5) Dùng phương pháp trực tiếp hoặc phương pháp thay thế để giải tìm chuyển vị của các nút (chuyển vị là ẩn số của nút phần tử).

6) Từ chuyển vị nút ta tìm biến dạng, ứng suất của phần tử kết cấu thân tường cũng như của môi trường đất.

5.4.2. Phân loại phương pháp phần tử hữu hạn

Hiện nay phương pháp phần tử hữu hạn được dùng tương đối phổ biến để phân tích kết cấu tường liên tục trong đất và có mấy loại sau đây:

5.4.2.1. Phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh trên nền đàn hồi

Phương pháp này trên đây đã trình bày kĩ nên ở đây không nhắc lại nữa.

5.4.2.2. Phương pháp phần tử hữu hạn bản mỏng trên nền đàn hồi

Phương pháp này thường đem phần thân tường ở trên mặt đáy móng lí tưởng hoá là phần tử bản mỏng chịu uốn. Đem phần thân tường ở trong đất xem là phần tử bản mỏng trên nền đàn hồi Winkler, phần tử bản mỏng có thể không đẳng hướng theo các chiều, cũng có thể đẳng hướng theo các chiều, chống hoặc neo có thể xem là phần tử thanh thẳng phụ thêm. Phương pháp này có thể thích dụng với việc phân tích kết cấu tổ hợp tường liên tục trong đất với dầm, bản, cột...

5.4.2.3. Phương pháp phần tử hữu hạn vỏ mỏng trên nền đàn hồi

Phương pháp này đem tường liên tục trong đất và kết cấu bên trên xem là vỏ mỏng phẳng hoặc không gian tổ thành bởi các phần tử bản mỏng hình tam giác, đem nền đàn hồi Winkler và các thanh khác lí tưởng hoá thành phần tử "lò so" phụ thêm nối với nút của phần tử vỏ. Phương pháp này thích dụng với công trình tường ngầm trong đất có bố trí kết cấu và điều kiện chịu lực tương đối phức tạp.

Ba loại phương pháp này đều thiết lập trên mô hình đàn hồi của đất, chúng tỏ ra đơn giản, tính toán cũng tương đối thuận tiện. Nhưng mà, trong vùng đất yếu, đất có tính lưu biến, biến dạng của hố móng (biến dạng của thân tường, đất) sẽ tăng theo thời gian, khi phân thành từng khoảng để đào, tác dụng không gian của phần đất lưu lại có tác dụng khống chế rất tốt đối với biến dạng của hố móng. Cũng tức là nói, hai nhân tố thời gian và không gian đồng thời phối hợp khống chế sẽ có tác dụng giảm bớt một cách hữu hiệu biến dạng của hố móng. Loại hiệu ứng thời - không này, ba phương pháp trên đây không có cách nào có thể dùng để miêu tả được, do đó cũng không thể nào thoả mãn được yêu cầu tin học hoá thi công hiện nay.

Hiện nay phương pháp phần tử hữu hạn hai chiều (2D) và phương pháp phần tử hữu hạn ba chiều (3D) phát triển rất nhanh, nhưng chương này chỉ giới thiệu về phương pháp phần tử hữu hạn hai chiều.

5.4.2.4. Phương pháp phần tử hữu hạn hai chiều

1) Lựa chọn mô hình của đất: Căn cứ vào các yêu cầu của công trình thực tế và yêu cầu nghiên cứu khác nhau, quan hệ ứng suất - biến dạng của đất có thể lựa chọn là quan hệ đàn hồi, đàn dẻo, đàn nhớt, và đàn dẻo nhớt... từ đó lựa chọn ra điều kiện bền và điều kiện chảy tương ứng. Sau đó thông qua các số liệu thí nghiệm trong phòng và ngoài thực địa, số liệu thực đo ở hiện trường để lựa chọn các thông số thích đáng của đất.

2) Đối với thân tường, thanh chống và thanh neo, với điều kiện khống chế chuyển vị ngang của thân tường, có thể xem chúng đều làm việc trong phạm vi đàn hồi tuyến tính.

3) Xác định trạng thái ban đầu:

Theo trạng thái thực tế của công trình trước khi bắt đầu đào hố móng, mô phỏng gia tải để tính toán một lần, thu được trường ứng suất và xem đó là trường ứng suất ban đầu.

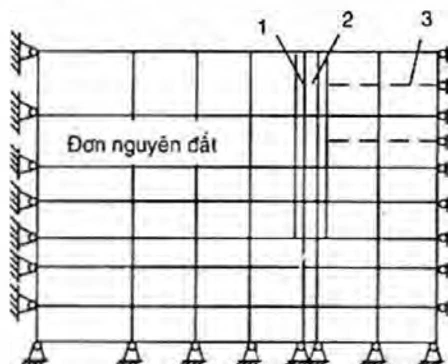
4) Điều kiện biên và phạm vi tính toán:

Khi hình thức kết cấu, điều kiện môi trường, phân bố tải trọng, điều kiện thi công v.v... của tường liên tục trong đất đều là đối xứng thì có thể lựa chọn một bên của trục đối xứng làm đối tượng nghiên cứu phân tích. Phạm vi ảnh hưởng của nó đối với biên bên lưng tường, có thể lấy ở chỗ lớn hơn một lần độ cao tường (tổng độ cao tới đáy tường) xem là điểm gối bất động; Đối với biên theo chiều đáy tường, khi đáy tường đặt trên tầng đất cứng rắn thì tầng đất cứng rắn sẽ là biên bất động. Khi tầng đất trong phạm vi đáy tường vẫn là tương đối mềm yếu thì biên lấy ở chỗ dưới đáy tường lớn hơn $(B - D)/\sqrt{2}$ (B là độ rộng hố móng, D là độ sâu cắm vào trong đất) xem là điểm gối bất động.

5) Phân chia phần tử và lựa chọn phần tử

Khi phân chia đơn nguyên phải phục tùng các quy định sau: trên phần tử phân chia bắt buộc phải thể hiện chính xác trạng thái của đất và hình thức kết cấu xem là đối tượng nghiên cứu cũng như trình tự thi công ...; ở vùng dự tính là tập trung ứng suất, phải chia phần tử nhỏ và mau hơn; Xét đến tính liên tục và tính mềm của vật kết cấu và đất, phải quyết định số lượng phần tử cần thiết với mức độ nhỏ nhất.

Khi lựa chọn phần tử, có thể đem nền đất chia thành phần tử phẳng tám nút cùng tham số; thân tường vừa có thể chia thành phần tử phẳng tám nút cùng tham số, lại cũng có thể chia thành phần tử dầm; chống hoặc neo được xem là phần tử thanh hai lực; Do xét thấy giữa thân tường và nền đất trong quá trình biến dạng có thể sẽ sinh ra xô động, giữa thân tường và nền đất có thể dùng phần tử tiếp xúc (còn gọi là phần tử Goodman) để mô phỏng. Phân chia phần tử xem hình 5.28.



Hình 5.28: Sơ đồ phân chia phần tử
1. Phần tử mặt tiếp xúc;
2. Phần tử thân tường;
3. Chống giữ.

Khi dùng phương pháp phần tử hữu hạn cho bài toán phẳng, không nhất thiết trước tiên phải giả thiết áp lực đất trên tường, tải trọng mà các phần tử phải chịu chỉ là lực thể tích và lực mặt.

Ưu điểm của phương pháp này không những ở chỗ có thể kể đến tác dụng tương hỗ giữa đất với tường trong đất mà còn có thể tìm được lượng trồi lên của hố móng, độ lún xuống của mặt đất và phạm vi vùng dẻo cũng như quá trình phát triển trong đất, khi kết hợp với lí thuyết lưu biến của đất còn có thể tìm được hiệu ứng thời gian của các tham số.

5.4.3. Quan hệ cơ bản của đất

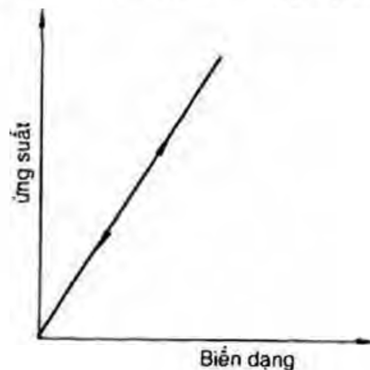
Quan hệ cơ bản của đất (cũng là chỉ mô hình cơ bản hoặc quan hệ ứng suất - biến dạng v.v...) tức là chỉ công thức toán học biểu diễn đặc tính cơ học của đất. Đặc tính cơ học của đất thường là nói đến mối quan hệ giữa ứng suất - biến dạng - cường độ - thời gian.

Mô hình cơ bản của đất trên đại thể có thể chia thành mô hình đàn hồi, mô hình đàn hồi dẻo, mô hình đàn nhớt và đàn nhớt dẻo.

5.4.3.1. Mô hình đàn hồi của đất

1. Mô hình đàn hồi tuyến tính

Mô hình đàn hồi tuyến tính giả thiết quan hệ ứng suất và biến dạng của đất theo tỉ lệ thuận, cường độ là vô hạn, như hình 5.29. Quan hệ ứng suất biến dạng của nó là $\{\delta\} = [D]\{\varepsilon\}$ trong đó ma trận đàn hồi [D] có thể biểu diễn ở dạng (5.47).



***Hình 5.29:** Mô hình đàn hồi tuyến tính*

$$[D] = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}\begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & 1-\mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & \mu & 1-\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{bmatrix} \quad (5.47)$$

Quan hệ giữa E, μ và K, G có thể tính đổi bằng công thức sau:

$$\left.\begin{aligned} E &= \frac{9KG}{3K+G} \\ \mu &= \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \end{aligned}\right\} \quad (5.48)$$

Trong đó: K, G - môđun biến dạng thể tích và môđun cắt.

Mô hình đàn hồi tuyến tính của đất thường thích dụng với:

1) Tính phân bố ứng suất thẳng đứng trong nền đất, kết quả thu được thường phù hợp với thực tế;

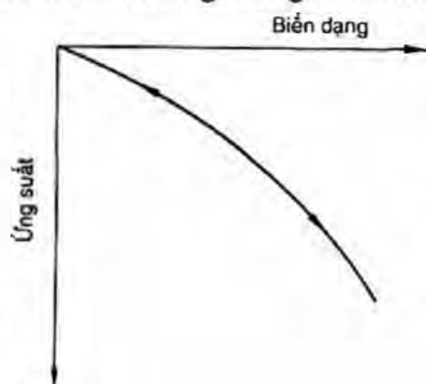
2) Tính chuyển vị và lún của nền đất, chỉ thích dụng trong trường hợp gia tải không thoát nước, đồng thời có một hệ số an toàn tương đối lớn đối với phá hủy, không thể sinh ra biến dạng chảy (khuất phục);

3) Khi tính toán vấn đề đào đất, đối với hệ số an toàn phá huỷ không thoát nước lớn hơn 1,5 - 2,0, có thể dùng để ước tính áp lực bên và chuyển vị bên của hố móng;

4) Nền đất bột tương đối dính, gia tải trong điều kiện không thoát nước, nếu hệ số an toàn lớn hơn 3, có thể dùng để ước tính lún và áp lực nước lỗ rỗng.

2. Mô hình đàn hồi không tuyến tính

Mô hình đàn hồi không tuyến tính là một phương pháp để tránh phải dùng mô hình đàn hồi dẻo, nó có thể mô phỏng được tình trạng biến dạng không tuyến tính sau khi bị chảy, nhưng đã bỏ qua ảnh hưởng của các nhân tố quan trọng như đường ứng suất v.v..., tức là giả thiết ứng suất biến dạng là biến đổi theo đường cong, như hình 5.30, phân biệt của nó với mô hình đàn hồi tuyến tính chỉ ở chỗ môđun đàn hồi và hệ số Poatxông biến đổi theo ứng suất, mà loại sau thì bất biến. Hiện nay, ứng dụng tương đối nhiều là mô hình Duncan - Chang và một số nhà khoa học đưa ra năm 1970.



Hình 5.30: Mô hình đàn hồi không tuyến tính

Duncan - Chang áp dụng kiến nghị của Kondner về vấn đề khi thí nghiệm ba trục, theo thường lệ, thể đất ứng suất hóa cứng thì quan hệ ứng suất - biến dạng có thể dùng quan hệ hai đường cong để miêu tả gần đúng, tức là khi σ_3 không đổi:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon_1}$$

Căn cứ vào nghiên cứu thí nghiệm của Janbu và một số người khác, cuối cùng có:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi}\right]^2 kP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \quad (5.49)$$

Trong đó:

k, n - thông số xác định bằng thí nghiệm, tìm được từ quan hệ của E_1 và σ_3 (hình 5.31), tức $E_i = kP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$; trị k có thể nhỏ hơn 100, cũng có thể lớn hơn 3500; trị n thường trong khoảng 0,2 - 1,0;

P_a - áp suất khí quyển, đơn vị giống như E_i và σ_3, nó làm cho k trở thành số không thứ nguyên.

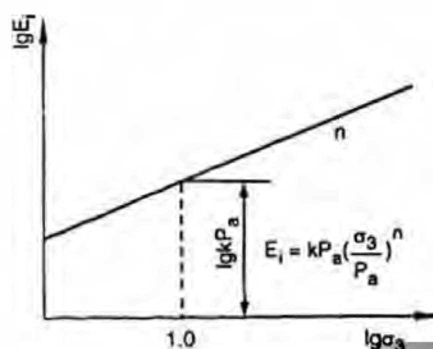
Khi tính toán ứng suất và biến dạng của đất, ngoài môđun cát tuyến E ra thì còn phải dùng hệ số Poatxông pháp cát tuyến. Khulhaway áp dụng và suy dẫn phương pháp tương tự môđun cát tuyến, cuối cùng rút ra hệ số Poatxông cát tuyến:

$$\mu_t = \frac{G - F\lg\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)}{(1 - A)^2} \qquad (5.50)$$

Trong đó:

$$A = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)D}{kP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \cdot \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi}\right]}$$

k, n, R_f, c, φ, F, G, D trong công thức (5.49) và (5.50) đều xác định bằng thí nghiệm ba trục.



Hình 5.31: Đường cong quan hệ $lgE_i \sim lgE_3$

Những năm gần đây, trong phương pháp phân tích số của công trình đất đá, mô hình Duncan - Chang đã được áp dụng rộng rãi; để càng phù hợp với thực tế hơn, một số học giả đã đề ra những ý kiến cải tiến, thí dụ, Viên Kiến Tân ở phòng nghiên cứu cơ học đất đá Vũ Hán của Viện Khoa học đã đề ra là lấy $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1}$ thay cho $kP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$ ở ngoài ngoặc trong công thức (5.50) nhờ đó đã tránh được ảnh hưởng đối với E_t do δ_3 tham gia vào là một nhân tố. Ngoài ra, còn có mô hình Duncan - Chang cải tiến có thể phản ảnh gần đúng khả năng kéo của đất sét. Tin tưởng là với sự tích lũy kinh nghiệm từ thực tiễn, mô hình này sẽ được hoàn thiện hơn nữa.

5.4.3.2. Mô hình ứng suất - biến dạng đàn hồi dẻo của đất

Mô hình đàn hồi dẻo của đất được xây dựng trên cơ sở lí thuyết dẻo. Hiện nay, ứng dụng nhiều nhất trong biến dạng hố móng là mô hình Cambridge, mô hình Cambridge sửa đổi, mô hình Lade - Duncan và mô hình Khosla - Wu ...

1. Mô hình Cambridge

Mô hình này do Roscoe, Burland ở Đại học Cambridge (Anh) căn cứ vào kết quả thí nghiệm ba trục đất sét cố kết bình thường và đất sét cố kết quá yếu để thiết lập ra, năm

1958 các ông đưa ra khái niệm mặt biên giới trạng thái, đồng thời căn cứ vào nguyên tắc lưu biến và khái niệm dẻo của lí thuyết dẻo, dùng phương pháp phối hợp đường cong giản đơn, đối với điều kiện đặc thù của nén ba trục và biến dạng phẳng đã kiến nghị hàm số đơn giản tương đương của định luật tính dẻo và tái bền. Tức là quan hệ ứng suất - biến dạng đàn hồi dẻo của đất có thể dùng ma trận để biểu thị ở dạng:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_p \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - k}{(1+e)M} \begin{bmatrix} -\left(n - \dfrac{\lambda M}{\lambda - K}\right) & 1 \\ 1 & \dfrac{1}{M-n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dfrac{dp}{p} \\ \dfrac{dq}{p} \end{Bmatrix} \quad (5.51)$$

Trong đó: $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$

$q = \sigma_1 - \sigma_3$

$M = \dfrac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi}$

Do $n = q/p$, thì $dq = pdn + ndp$. Do đó lại có thể dùng một hình thức ma trận khác để biểu thị là:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_D \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - k}{(1+e)M} \begin{bmatrix} \dfrac{\lambda M}{\lambda - M} & 1 \\ -\dfrac{M}{M-n} & \dfrac{1}{M-n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dfrac{dp}{p} \\ dn \end{Bmatrix} \quad (5.52)$$

Ưu điểm lớn nhất của mô hình này là, sau khi thông qua thí nghiệm nén ba trục bình thường ta tìm được ba thông số λ, k và M, là có thể xác định được ứng suất và biến dạng của đất sét cố kết bình thường và đất sét cố kết quá yếu theo đường ứng suất. Nhưng, trong quá trình suy dẫn có đặt ra một số giả định, nên độ tin cậy của kết quả tính toán còn phải qua kiểm chứng bằng kết quả thực đo.

2. Mô hình Cambridge sửa đổi

Theo tài liệu hiện có cho thấy, khi q/p tương đối lớn, trị biến dạng tính ra từ mô hình Cambridge thường là thiên về lớn hơn, khi q/p tương đối nhỏ, trị tính toán tiếp cận với trị thực đo, để cải tiến, đã đề ra "Mô hình Cambridge sửa đổi", quan hệ ứng suất - biến dạng của chúng thể hiện dưới hình thức ma trận sau đây:

$$\begin{Bmatrix} dq_v \\ dq_D \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - k}{1+e} \cdot \frac{2n}{M^2+n^2} \begin{bmatrix} \dfrac{\lambda}{\lambda - k} & \dfrac{M^2+n^2}{2n} & 1 \\ & 1 & \dfrac{2n}{M^2+n^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dfrac{dp}{p} \\ dn \end{Bmatrix} \quad (5.53)$$

Dùng "Mô hình Cambridge sửa đổi" để tính toán, thường là nhỏ hơn trị thực đo, như tình hình chung thì hay hơn là "Mô hình Cambridge".

3. Mô hình Lade – Duncan

Lade - Duncan căn cứ vào kết quả thí nghiệm nén ba trục thật ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$) mẫu thử đất cát hình lập phương thiết lập mối quan hệ ứng suất biến dạng đàn hồi dẻo của đất có dạng hạt. Mô hình này có thể dùng trong trường hợp ứng suất ba chiều thông thường, các tham số ứng dụng thì hoàn toàn có thể dẫn toán ra từ kết quả thí nghiệm ba trục. Loại mô hình này có thể kể đến ảnh hưởng của ứng suất chính trung gian σ_2, ảnh hưởng của hiệu ứng cắt nở và đường ứng suất.

Thực nghiệm chứng minh, trong phần lớn các trường hợp tải trọng, nó có thể mô phỏng chính xác tình trạng ứng suất - biến dạng của đất không có tính dính.

Quan hệ giữa biến dạng dẻo với ứng suất trong mô hình này là:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_x^p \\ d\varepsilon_y^p \\ d\varepsilon_z^p \\ d\varepsilon_{xy}^p \\ d\varepsilon_{yz}^p \\ d\varepsilon_{zx}^p \end{Bmatrix} = d\lambda k_2 \begin{Bmatrix} \dfrac{3}{k_2} I_1^2 - \sigma_y\sigma_z + \tau_{yz}^2 \\ \dfrac{3}{k_2} I_1^2 - \sigma_z\sigma_x + \tau_{zx}^2 \\ \dfrac{3}{k_2} I_1^2 - \sigma_x\sigma_y + \tau_{xy}^2 \\ \sigma_z\tau_{xy} - \tau_{yz}\tau_{zx} \\ \sigma_x\tau_{yz} - \tau_{zx}\tau_{xy} \\ \sigma_y\tau_{zx} - \tau_{xy}\tau_{yz} \end{Bmatrix} \tag{5.54}$$

Trong đó:

k_2, $d\lambda$ - thông số, k_2 định ra độ lớn tương đối của lượng biến dạng dẻo, $d\lambda$ định ra độ lớn tuyệt đối của nó;

I_1 - lượng bất biến ứng suất thứ nhất, bằng ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

I_3 - lượng bất biến ứng suất thứ ba, bằng ($\sigma_1\sigma_2\sigma_3$).

$$k_2 = \frac{3I_1^2(1 + \mu^p)}{\sigma_3(\sigma_1 + \mu^p\sigma_3)} \; ; \; d\lambda = \frac{\alpha \, . \, df}{3(I_1^3 - k_2 I_3)\left(1 - r_f \dfrac{f - f_1}{k_f - f_t}\right)^2} \tag{5.55}$$

Tính toán lượng biến dạng đàn hồi môđun giảm tải hoặc tái tăng tải E_{ur}, tức:

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

Đem biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo cộng lại sẽ được biến dạng tổng.

Ưu điểm lớn nhất của mô hình này là thông số xác định tương đối dễ dàng, ứng dụng rộng rãi, phân tích biến dạng trong các trường hợp gia tải là gần với kết quả đo được từ thực nghiệm, khác biệt tương đối lớn chỉ là ở chỗ khi trị số của f biến đổi mà độ lớn của các phân lượng ứng suất tăng theo tỉ lệ thì mô hình này chỉ xẩy ra biến dạng đàn hồi, nhưng kết quả thí nghiệm cho thấy, lúc đó vừa có biến dạng đàn hồi, lại có cả biến

dạng dẻo. Ngoài ra, quỹ tích của chảy (khuất phục) là đường thẳng đi qua điểm gốc, không thể phản ánh được φ' biến đổi theo σ_3, từ đó làm cho kết quả tính toán có khác biệt với thực đo, hai khuyết điểm này Lade đã sửa đổi lại từ năm 1978.

4. Mô hình Khosla – Wu

Khosla và Wu đã dùng cát làm thí nghiệm ba trục tĩnh và động ($\sigma_2 = \sigma_3$), căn cứ vào kết quả thí nghiệm đã kiến nghị mô hình tái bền đàn hồi dẻo. Họ kiến nghị áp dụng điều kiện phá hủy Mises mở rộng:

$$f^{*}(p.q) = M_p - q = 0 \tag{5.56}$$

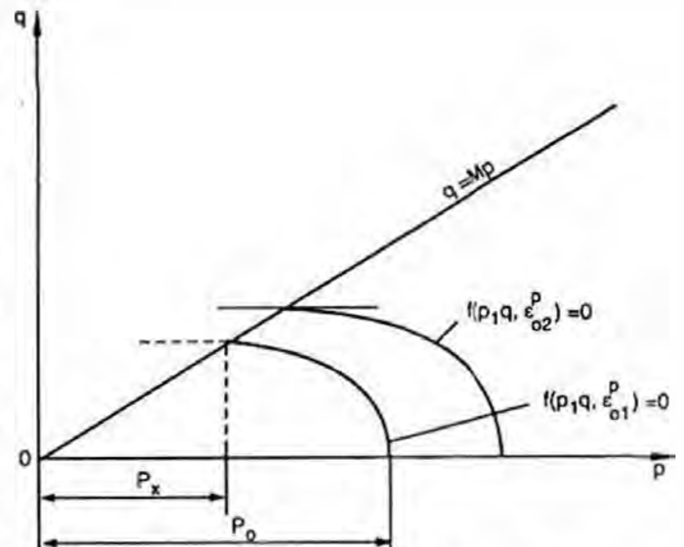
(Trong đó: $M = 3\sqrt{3}\,a$) áp dụng cho quy luật tái bền và hàm số thế về dẻo.

$$f(p, q, q_v^p)\left(\frac{p - p_x}{p_o - p_x}\right)^2 + \left(\frac{q}{Mp_x}\right)^2 - 1 = 0 \tag{5.57}$$

Cuối cùng được quan hệ ứng suất - biến dạng sau đây:

$$d\varepsilon_D^p = \frac{df}{F_v^{'}\dfrac{\partial f}{\partial p}} \cdot \frac{\partial f}{\partial q} \tag{5.58}$$

Cơ sở khái niệm của mô hình này là lí luận tái bền đàn hồi dẻo, có thể dùng để mô phỏng trạng thái ứng suất biến dạng của đất. Trong khi suy dẫn quan hệ ứng suất - biến dạng dẻo, nhận thấy phương pháp trực giao là thích dụng. Đất gia công tái bền đàn hồi dẻo, kết hợp với quy tắc Mises mở rộng có mũ hình elip mở rộng, có thể đại diện đầy đủ cho trạng thái của đất khi gia tải động và tĩnh trong điều kiện đối xứng trục. Giả thiết cái mũ elip tương đối tiếp cận với kết quả thực nghiệm (hình 5.32).



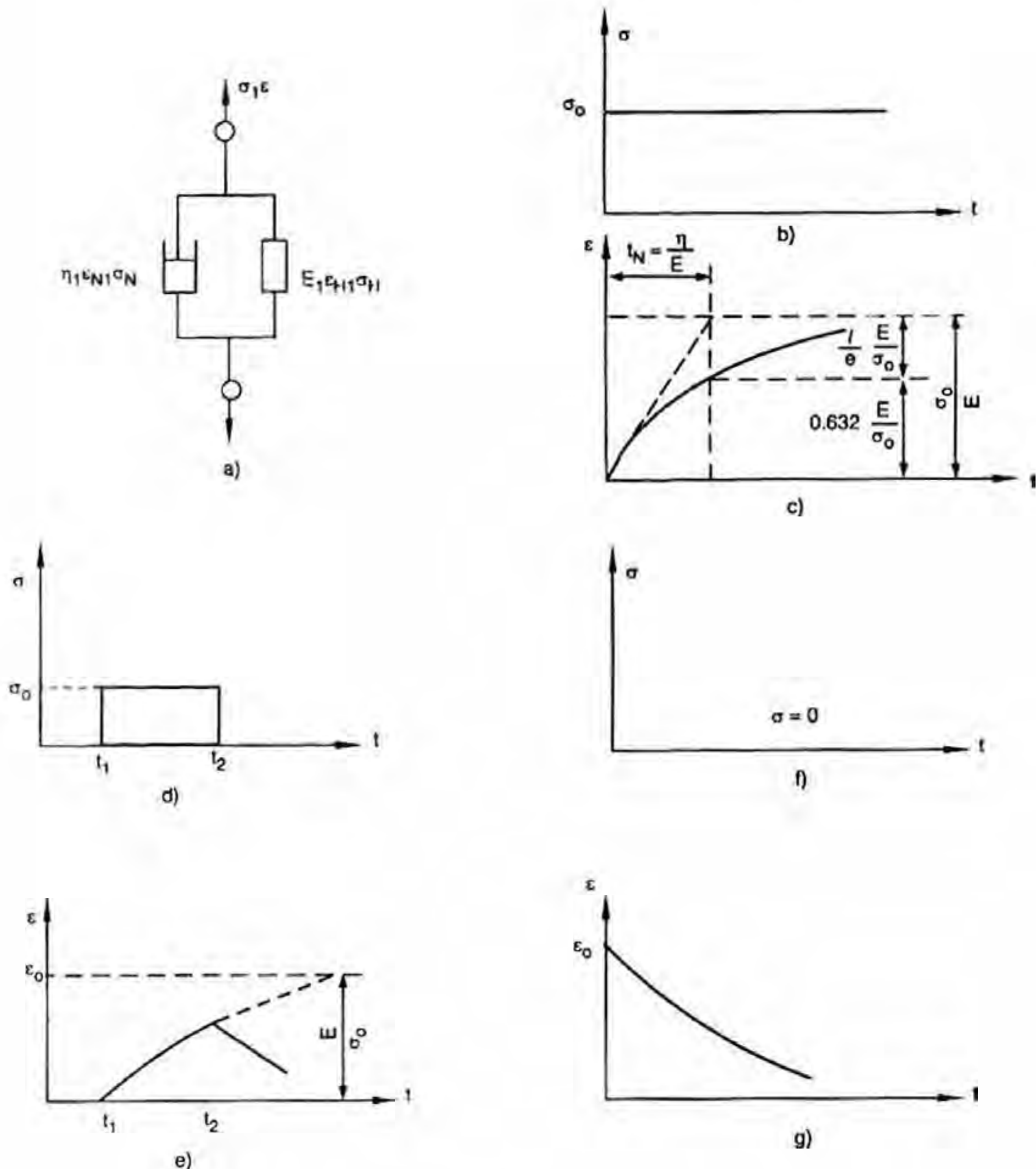
Hình 5.32: Mô hình Khosla – Wu

5.4.3.3. Mô hình đàn dẻo nhớt của đất

Dưới tác động của tải trọng, biến dạng của đất mềm có liên quan với thời gian. Khi tải trọng mà nó phải mang luôn duy trì không đổi thì biến dạng sẽ không phải mãi mãi là hằng số. Ngoài ra, khi tải trọng dần dần tăng lên, biến dạng lại quyết định ở tốc độ tăng tải, thể hiện rõ tính phụ thuộc vào thời gian, đến khi ứng suất càng gần với điểm chảy, tác động của nhân tố thời gian càng lớn, điều này nói rõ là, trong mô hình cơ bản về mối quan hệ ứng suất với biến dạng phải bao gồm cả thời gian. Tính chất biến dạng có quan hệ với thời gian của đất gọi là tính dẻo, lí thuyết đàn dẻo nhớt của đất thuộc phạm trù lưu biến học.

Hiện nay, quan hệ cơ bản đàn dẻo nhớt có: quan hệ đàn - nhớt, quan hệ đàn - nhớt dẻo, quan hệ nhớt đàn - nhớt dẻo, quan hệ đàn - nhớt dẻo phi tuyến tính. Trong đó giả thiết nhớt đàn là tương đối đơn giản và tiếp cận với tình hình thực tế nên được ứng dụng tương đối nhiều trong công trình, dưới đây sẽ giới thiệu đơn giản quan hệ này.

Biến dạng hố móng biến đổi theo thời gian chủ yếu là do xúc biến của đất, mô hình miêu tả tương đối đầy đủ hiện tượng này là mô hình Kelvin - Voigt, cũng còn gọi là mô hình dãn dài. Mô hình này có thể thể hiện là: dưới tác động của ứng suất biến dạng



Hình 5.33: Mô hình và nguyên lí Kelvin – Voigt
a) Mô hình cơ học; b) Quan hệ ứng suất – thời gian; c) Quan hệ biến dạng – thời gian;
d) Quan hệ ứng suất – thời gian; e) Quan hệ biến dạng – thời gian;
f) Quan hệ ứng suất – thời gian; g) Quan hệ biến dạng – thời gian ($\sigma = 0$).

không phải lập tức có ngay trị biến dạng đàn hồi mà là có hiện tượng của một quá trình tương đối chậm trễ, vật thể mà nó đại diện gọi là thể trễ đàn. Mô hình này dùng nguyên liệu lò xo và tính nhớt, liên kết song song lại để tạo thành, như hình 5.33.

Do hai nguyên kiện liên kết song song cho nên biến dạng của lò xo ε_H và biến dạng của bình nhớt ε_v là bằng nhau. Do đó, tổng ứng suất σ là cộng của ứng suất lò xo σ_H với ứng suất bình nhớt σ_N, tức:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_H + \sigma_N = E\varepsilon + \eta\varepsilon \quad &(a) \\ \varepsilon &= \varepsilon_H = \varepsilon_N \quad &(b) \end{aligned}\right\} \qquad (5.59)$$

Quan hệ cơ bản ứng suất - biến dạng trong công thức (5.59) cũng có thể viết thành:

$$\dot{\varepsilon} + \frac{E}{\eta}\varepsilon = \frac{1}{\eta}\sigma \qquad (5.60)$$

Nghiệm của phương trình (5.60) là:

$$\varepsilon = \exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right)\left[\frac{1}{\eta}\int_0^t \sigma \exp\left(\frac{E}{\eta}t\right)dt + c\right] \qquad (5.61)$$

Khi $t = 0$, $\varepsilon = \varepsilon_o$, cho nên $c = \varepsilon_o$, do đó:

$$\varepsilon = \exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right)\left[\frac{1}{\eta}\int_0^t \sigma(t) \exp\left(\frac{E}{\eta}t\right)dt + \varepsilon_o\right] \qquad (5.62)$$

5.4.4. Những điểm chính trong tính toán của phương pháp phần tử hữu hạn

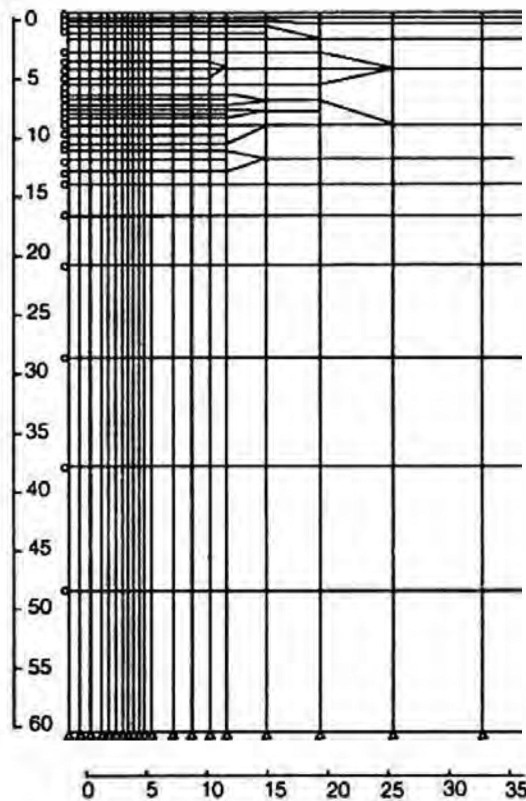
5.4.4.1. Rời rạc hóa kết cấu

Đem kết cấu hoặc môi trường liên tục thực thay thế bằng hệ tổ hợp hữu hạn các phần tử rời rạc chỉ liên hệ khớp ở chỗ nút liên kết, đồng thời làm cho những phần tử ấy liên hệ với nhau theo điều kiện biến dạng đồng thời. Thể tổ hợp như vậy gọi là hệ thống phần tử hữu hạn.

Trong tính toán hố móng hiện nay ứng dụng tương đối nhiều là bài toán phẳng, phần tử rời rạc có phần tử hình tam giác biến dạng thường, phần tử tam giác sáu nút, phần tử hình chữ nhật và phần tử đồng tham số hình tứ giác v.v... Hiện nay phần tử đẳng tham số hình tứ giác được ứng dụng tương đối rộng rãi, như bảng 5.1. Khi phân chia phần tử phải thể hiện chính xác trạng thái của đất, và hình thức kết cấu, trình tự thi công... ở vùng dự tính là có tập trung ứng suất, phải phân chia phần tử mau hơn. Để kể đến tính liên tục và tính mềm của vật kết cấu với đất, phải có một số lượng phần tử với mức độ nhỏ nhất. Hình 5.34 là ví dụ thực về phân chia phần tử của kết cấu dùng tường liên tục trong đất để chắn đất.

Bảng 5.1. Loại hình phần tử trong phân tích phần tử hữu hạn (bài toán phẳng)

Phần tử	Ứng dụng điển hình	Số nút	Số bậc tự do của mỗi nút
Thanh a)	Chống giữ	2	1
b)	Tường quây giữ trong bài toán phẳng	2	3
Tam giác biến dạng thường c)	Nền đất trong bài toán phẳng	3	2
Tam giác biến dạng tuyến d)	Nền đất trong bài toán phẳng		2
Tứ giác biến dạng phẳng e)	Nền đất trong bài toán phẳng	4	2
Phần tử đẳng tham số	Nền đất trong bài toán phẳng	8	2



Hình 5.34: Phân chia phần tử đường hầm đào hở

5.4.4.2. Phân tích phần tử

Đây là phần cốt lõi của phân tích phần tử hữu hạn, nó được tổ thành bởi các phần sau đây:

1) Lựa chọn mô thức chuyển vị: Đem vectơ chuyển vị của bất kì điểm nào trong mỗi phần tử viết thành:

$$\{f\} = [N]\{\delta\}^e \tag{5.63}$$

Trong đó:

$\{f\}$ - vectơ chuyển vị của điểm bất kì trong phần tử;

$[N]$ - mô thức chuyển vị được lựa chọn, phân lượng của nó còn gọi là ma trận hàm số hình học, hàm số của nó là hàm số toạ độ vị trí;

$\{\delta\}^e$ - vectơ chuyển vị các phần tử nút.

Mô thức chuyển vị được lựa chọn, phải làm cho chuyển vị nội bộ phần tử được duy trì liên tục và làm cho giữa các phần tử lân cận thỏa mãn điều kiện cùng biến dạng.

2) Phương trình hình học: Đem công thức (5.63) thay vào phương trình hình học biến dạng nhỏ sẽ có thể thu được biến dạng của các điểm trong phần tử, tức là, thiết lập quan hệ hình học giữa vectơ biến dạng của phần tử với vectơ chuyển vị của các nút của phần tử $\{\delta\}^e$:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}^e \tag{5.64}$$

Trong đó:

$[B]$ - ma trận biến dạng là hàm số của diện tích phần tử với tọa độ nút của nó;

$\{\varepsilon\}$ - biến dạng của một điểm nào đó trong phần tử.

Công thức trên có thể viết thành:

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial u}{\partial x} \\ \dfrac{\partial v}{\partial y} \\ \dfrac{\partial u}{\partial y} + \dfrac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial}{\partial y} \\ \dfrac{\partial}{\partial y} & \dfrac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}_{3\times 2} \{f\}_{2\times 1} \tag{5.65}$$

$$= \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial}{\partial y} \\ \dfrac{\partial}{\partial y} & \dfrac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} [N]\{\delta\}^e = [B]\{\delta\}^e$$

Trong đó ma trận [B] có thể viết dưới dạng chia mảng

$$[B] = [B_i\ B_j\ B_m] \tag{5.66}$$

Và ma trận con của nó là:

$$[B_i] = \frac{1}{2\Delta}\begin{bmatrix} b_i & 0 \\ 0 & c_i \\ c_i & b_i \end{bmatrix} \quad (i,\ j,\ m) \tag{5.66}$$

Do diện tích tam giác của phần tử và các b và c đều là hằng số, cho nên các nguyên tố của ma trận [B] đều là hằng số, có thể thấy nguyên tố biến dạng $\{\varepsilon\}$ cũng là hằng số, tức là trong mỗi một phần tử, các thành phần biến dạng ε_x, ε_y, γ_{xy} đều là hằng số.

3) Phương trình vật lí: Quan hệ cơ bản của loại vật liệu đàn hồi tuyến tính, giữa vectơ ứng suất phần tử $\{\sigma\}$ với vectơ biến dạng phần tử có mối quan hệ vật lí tuyến tính, gọi là định luật Húc mở rộng:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\delta\}^e \tag{5.67}$$

Trong đó:

[D] - ma trận đàn hồi của vật liệu phần tử, chỉ có liên quan với hằng số đàn hồi của vật liệu.

Trong trường hợp biến dạng phẳng của vật liệu đẳng hướng, thì:

$$D = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}\begin{bmatrix} 1 & \dfrac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \dfrac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix} \tag{5.68}$$

Trong đó:

E - môđun đàn hồi của vật liệu;

μ - hệ số Poatxông của vật liệu.

Vectơ ứng suất phần tử của bài toán phẳng:

$$\{\sigma\} = [\sigma_x\ \sigma_y\ \tau_{xy}]^T$$

Với loại vật liệu phi tuyến tính (như vật liệu đàn hồi phi tuyến tính, đàn dẻo, nhớt đàn), chỉ có ma trận [D] khác nhau mà thôi.

Đối với các loại vật liệu đều có thể dùng công thức (5.67) để thể hiện, cụ thể xin tham khảo mục 5.4.3 quan hệ cơ bản của đất.

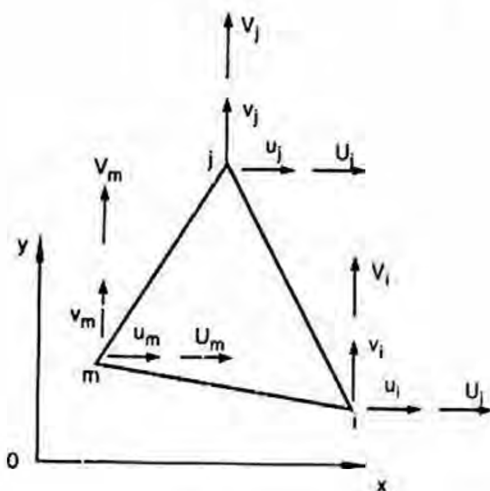
4) Thiết lập phương trình cân bằng phần tử:

Lấy phương pháp chuyển vị làm ví dụ, lấy các chuyển vị của nút u_i, v_i, u_j, v_j, ... làm ẩn số cơ bản. Để có thể sau khi tìm ra chuyển vị của nút thì tìm ra được ứng suất, ta phải dùng đến cách biểu diễn, lấy chuyển vị của nút để biểu thị ứng suất trong phần tử. Như trong phần tử ijm hình 5.35, phải thiết lập các quan hệ thức sau đây:

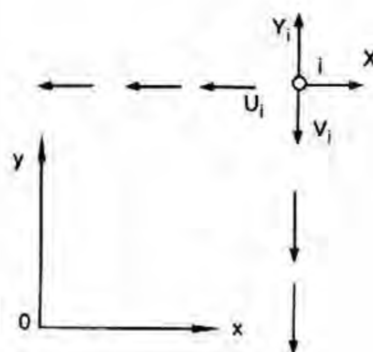
$$\{\sigma\} = [S]\{\delta\}^e \tag{5.69}$$

Trong đó:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix},\ \{\delta\}^e = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_m \\ v_m \end{Bmatrix}$$



Hình 5.35



Hình 5.36

Mà [S] là một ma trận 3 × 6 và gọi là ma trận ứng suất.

So sánh công thức (5.67) với công thức (5.69) có thể thấy:

$$[S] = [D][B] \tag{5.70}$$

Đem các ma trận (5.68) và (5.66) của ma trận đàn hồi trong bài toán biến dạng phẳng thay vào (5.70) ta sẽ được ma trận ứng suất của bài toán biến dạng phẳng, viết thành dạng chia mảng:

$$[S][S_i \; S_j \; S_m] \qquad (5.71)$$

Trong đó ma trận con là:

$$[S_i] = \frac{E(1-\mu)}{2(1+\mu)(1-2\mu)\Delta}\begin{bmatrix} b_i & \frac{\mu}{1-\mu}c_i \\ \frac{\mu}{1-\mu}b_i & c_i \\ \frac{1-2\mu}{2(1-\mu}c_i & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)}b_i \end{bmatrix} \qquad (5.72)$$

Phương trình dùng để tìm các ẩn số cơ bản là phương trình cân bằng các nút. Giả định phần tử như hình 5.35, ta nhận được lực ở các nút từ các nút tạo ra có dạng:

$$\{F\}^e = \begin{Bmatrix} F_i \\ F_j \\ F_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \\ U_m \\ V_m \end{Bmatrix}$$

thì các nút i, j, m sẽ nhận được lực từ phần tử ấy tác động vào, có độ lớn bằng nhưng ngược chiều với các lực của nút ấy. Ví dụ nút i trong hình 5.36, sẽ phải chịu U_i và V_i chiều tọa độ âm do các phần tử ijm nói trên tác động vào. Cũng như vậy, các phần tử khác vây quanh nút i cũng tác động vào nút i những lực như vậy. Ngoài ra, nút i nói chung còn phải chịu tải trọng nút Z_i và Y_i của các phần tử vây quanh nút ấy chuyển sang, (hình 5.36). Căn cứ vào điều kiện cân bằng của nút i, ta có phương trình cân bằng:

$$\sum_e U_i = X_i, \; \sum_e V_i = Y_i$$

Trong đó $\sum_e$ biểu thị tổng của tất cả các phần tử vây quanh nút i. Phương trình cân bằng trên cũng có thể biểu thị bằng ma trận:

$$\sum_e \{F_i\} = \{R_i\} \qquad (5.73)$$

Trong đó: $$\{R_i\} = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \end{Bmatrix}$$

5) Phương trình hư công (còn gọi là công khả dĩ): Ứng dụng nguyên lí hư công, tức là trong chuyển vị khả dĩ nào đó, công khả dĩ của ngoại lực = chuyển đổi của biến dạng khả dĩ (đối với bất kì phần tử nào, lực ở nút cũng là ngoại lực):

$$\left(\{\delta^*\}^e\right)^T \{F\}^e = \iint \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\}\, dxdyt \tag{5.74}$$

Trong đó:

$\{\delta^*\}^e$ - chuyển vị khả dĩ nút của phần tử;

$\{\varepsilon^*\}$ - biến dạng khả dĩ;

$\{F\}^e$ - lực của nút.

Đem công thức (5.67) và $\{\varepsilon^*\}^e = [B]\{\varepsilon^*\}^e$ có được từ công thức (5.64) thay vào (5.74) ta được:

$$\left(\{\delta^*\}^e\right)^T \{F\}^e = \iint\left([B]\{\delta^*\}^e\right)^T [B]^T [D]\,[B]\{\delta^*\}^e\, dxdyt$$

Căn cứ vào nguyên tắc trật tự nghịch của tính số ma trận, công thức trên có thể biến thành:

$$\left(\{\delta^*\}^e\right)^T \{F\}^e = \iint\left(\{\delta^*\}^e\right)^T [B]^T [D]\,[B]\{\delta\}^e\, dxdyt$$

Do nguyên tố trong $\{\delta^*\}^e$ là hằng số, $(\{\delta^*\}^e)^T$ trong vế phải công thức trên có thể đưa lên phía trước của dấu tích phân. Lại do chuyển vị khả dĩ có thể là tuỳ ý cho nên ma trận $(\{\delta^*\}^e)^T$ cũng là tùy ý, cho nên hai vế đẳng thức và ma trận nhân với nó phải là bằng nhau, nên có:

$$\{F\}^e = \iint [B]^T [D]\,[B] dxdyt\, \{\delta\}^e \tag{5.75}$$

Đặt: $$[k] = \iint [B]^T [D]\,[B] dxdyt \tag{5.76}$$

Ta sẽ được: $$\{F\}^e = [k]\{\delta\}^e \tag{5.77}$$

Trong đó: $[k]$ - ma trận độ cứng của phần tử.

Như thế ta đã thiết lập được mối quan hệ giữa lực tại nút với chuyển vị của nút trên phần tử ấy. Do trong trường hợp khi mô thức chuyển vị là tuyến tính thì nguyên tố trong [D], [B] là hằng số, lại lưu ý đến $\iint dxdy = \Delta$, công thức (5.75) và công thức (5.76) sẽ giản hóa thành:

$$\{F\}^e = [B]^T[D][B]t\Delta\{\delta\}^e \tag{5.78}$$

$$[k] = [B]^T[D][B]t\Delta \tag{5.79}$$

Ma trận [k] sẽ là ma trận độ cứng của phần tử ấy, nguyên tố của nó nói rõ lực tại nút sẽ tương ứng khi trên phần tử ấy xảy ra một chuyển vị nút nhất định, nó được quyết định bởi hình dạng, độ lớn, phương vị và hằng số đàn hồi của phần tử ấy, và không liên quan với vị trí của phần tử, tức là không thay đổi theo chuyển vị phẳng của phần tử hoặc của trục tọa độ. Với ma trận độ cứng của phần tử hình tam giác trong bài toán ứng suất phẳng sẽ viết thành dạng chia mảng:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} & k_{im} \\ k_{ji} & k_{jj} & k_{jm} \\ k_{mi} & k_{mj} & k_{mm} \end{bmatrix}$$

Trong đó:

$$[k_{rs}] = \frac{Et}{4(1-\mu^2)\Delta}\begin{bmatrix} b_r b_s + \frac{1-\mu}{2}c_r c_s & \mu b_r c_s + \frac{1-\mu}{2}c_r b_s \\ \mu c_r b_s + \frac{1-\mu}{2}b_r c_s & c_r c_s + \frac{1-\mu}{2}b_r b_s \end{bmatrix} \tag{5.81}$$

$(r = i, j, m; s = i, j, m)$

Với bài toán biến dạng phẳng, E trong công thức trên phải đổi thành $E/(1-\mu^2)$, μ phải đổi thành $\mu/(1-\mu)$.

Ở đây, hệ số a_i v.v... là hàm số của tọa độ phần tử, tức là:

$$a_i = x_j y_m - x_m y_j,\ b_i = y_j - y_m,\ c_i = x_j + x_m \tag{5.82}$$

(i, j, m)

Với

$$\Delta = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix} \tag{5.83}$$

Đã biết ma trận độ cứng phần tử (5.80), và công thức (5.81), ta có thể đem phương trình cân bằng của bất cứ một nút i nào (phương trình (5.73) biểu diễn qua chuyển vị của nút ấy và có dạng:

$$\sum_{e}\sum_{n=i,j,m}[k_{in}]\{\delta_n\} = \{R_i\} \tag{5.84}$$

Đối với mỗi nút đều có thể viết được phương trình cân bằng như trên.

Đem phương trình cân bằng tại các nút tập hợp lại sẽ được hệ phương trình cân bằng của toàn bộ kết cấu:

$$[K]\{\delta\} = \{R\} \tag{5.85}$$

Các ẩn số trong đó là chuyển vị $\{\delta\}$ của các nút, số hạng tự do là tải trọng nút $\{R\}$, còn ma trận [K] gọi là ma trận độ cứng tổng thể của kết cấu ấy.

5.4.4.3. Phần tử mặt tiếp xúc

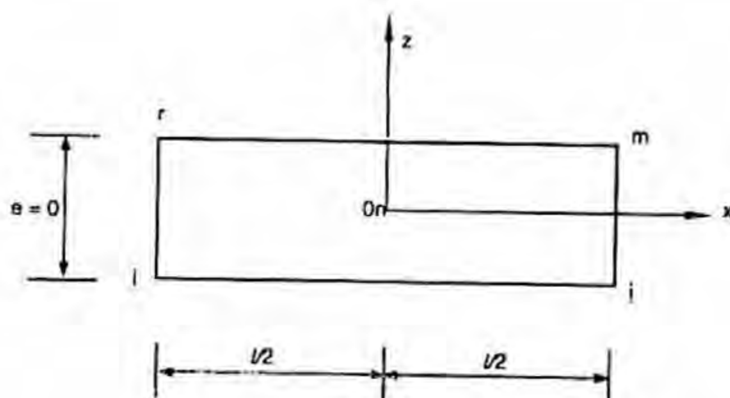
Mặt tiếp xúc của cọc, tường liên tục trong đất, móng và các kết cấu trong đất với đất có một tính chất đặc biệt, do các tính chất như môđun biến dạng... của bêtông và của đất có sự khác biệt rất lớn, đặc biệt là khi thi công tường liên tục, sét bentônit dùng để bảo đảm ổn định thành hố sẽ ngấm vào trong lỗ hổng của đất theo một mức độ khác nhau, lớp đất có thấm dung dịch sét và nước ximăng này sẽ tạo thành vật liệu mặt tiếp xúc, tính chất có khác với nguyên đất cũ của nó. Loại mặt tiếp xúc này vừa có thể

truyền dẫn ứng suất pháp, lại có thể truyền dẫn ứng suất cắt, sự tồn tại ứng suất cắt trên giao diện của tường chắn đất, áp lực đất sẽ giảm đi, tính ổn định sẽ tăng lên chút ít.

Trước đây khi xử lí loại mặt tiếp xúc này thường giả định: mặt tiếp xúc rất là thô nhám, do đó không trượt tương đối được; mặt tiếp xúc rất nhẵn trơn, do đó không có lực cắt. Để có thể phản ánh đầy đủ đặc tính chịu lực của mặt tiếp xúc, phải áp dụng phần tử mặt tiếp xúc đặc biệt.

Goodman đưa ra mô hình cơ học tiếp xúc của đất, đá gọi là phần tử tiếp xúc. Đem loại phần tử này dùng vào mặt tiếp xúc sẽ là phần tử mặt tiếp xúc. Mô hình phần tử thể hiện trong hình 5.37 do hai mặt tiếp xúc ij và mr có độ dài là l tổ thành. Giả tưởng là giữa hai mặt tiếp xúc có lò xo vô cùng nhỏ nối liền, trước khi chịu lực, khoảng cách hai mặt tiếp xúc là vô cùng nhỏ, tức giả thiết phần tử chỉ có bề dài chứ không có bề dày, bề rộng là e, bốn nút của phần tử là i, j, m, r, gốc tọa độ ở tại tâm phần tử O, một bên của phần tử là đất, bên kia là kết cấu thân tường, do đó có thể xem nút của mặt tiếp xúc phần tử là trùng nhau, tức là i và r với j và m có tọa độ giống nhau trong hình vẽ. Phần tử này chỉ có liên hệ về lực với phần tử lân cận ở nút, do đó, lực tại nút $\{F\}^e$ là:

$$\{F\}^e = [U_i\ V_i\ U_j\ V_j\ U_m\ V_m\ U_p\ V_p]^T$$



Hình 5.37: *Phần tử mặt tiếp xúc*

Chuyển vị của nút phần tử $\{\delta\}^e$ là:

$$\{\delta\}^e = [u_i\ v_i\ u_j\ v_j\ u_m\ v_m\ u_p\ v_p]^T$$

1. Mô thức chuyển vị

Cho chuyển vị ở cạnh trên ir là u_{tr} và cạnh dưới jm là u_{du} của phần tử theo phân bố tuyến tính, thì:

$$u_{tr} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{2x}{l}\right)u_i + \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2x}{l}\right)u_p$$

$$u_{du} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{2x}{l}\right)u_j + \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2x}{l}\right)u_m$$

Từ đó có thể biết, chênh lệch chuyển vị ngang ở hai bên của phần tử là:

$$\Delta u = u_{tr} - u_{du} = \frac{1}{2}\left[(u_i - u_j)\left(1 - \frac{2x}{l} \right) + (u_p - u_m)\left(1 + \frac{2x}{l} \right) \right] \quad (5.86)$$

Chênh lệch chuyển vị đứng ở hai bên của phần tử là:

$$\Delta v = \frac{1}{2}\left[(v_i - v_j)\left(1 - \frac{2x}{l} \right) + (v_p - v_m)\left(1 + \frac{2x}{l} \right) \right] \quad (5.87)$$

Giả thiết là trong phần tử, ứng suất cắt tỉ lệ thuận với hiệu của chuyển vị ngang:

$$\tau_s = K_s \Delta u \quad (5.88)$$

Ứng suất dương tỉ lệ thuận với hiệu của chuyển vị đứng:

$$\sigma_n = K_n \Delta v \quad (5.89)$$

Trong đó:

K_s, K_n - độ cứng hướng tiếp và độ cứng hướng pháp của mặt tiếp xúc, xác định bằng thực nghiệm.

Đặt $$\{w\} = \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{bmatrix},\ [K] = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_w \end{bmatrix}$$

thì từ hai công thức (5.88) và (5.89) có thể có:

$$\{\sigma\} = \begin{bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{bmatrix} = [K]\{w\} \quad (5.90)$$

Từ hai công thức (5.86) và (5.87) có thể thu được:

$$\{w\} = \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{bmatrix} = [M]\{\delta\}^e$$

Trong đó:

$$[M] = \frac{1}{2}\begin{bmatrix} z_1 & 0 & -z_1 & 0 & -z_2 & 0 & z_2 & 0 \\ 0 & z_1 & 0 & -z_1 & 0 & -z_2 & 0 & z_2 \end{bmatrix} \quad (5.91)$$

Trong đó:

$$z_1 = 1 - \frac{2x}{l},\ z_2 = 1 + \frac{2x}{l}$$

2. Phương trình hư công

Nếu trong các nút của phần tử sinh ra chuyển vị khả dĩ $\{\delta^*\}^e$, thì hiệu chuyển vị khả dĩ trong phần tử là:

$$\{w^*\} = [M]\{\delta^*\}^e$$

Từ nguyên lí chuyển vị khả dĩ có thể suy ra:

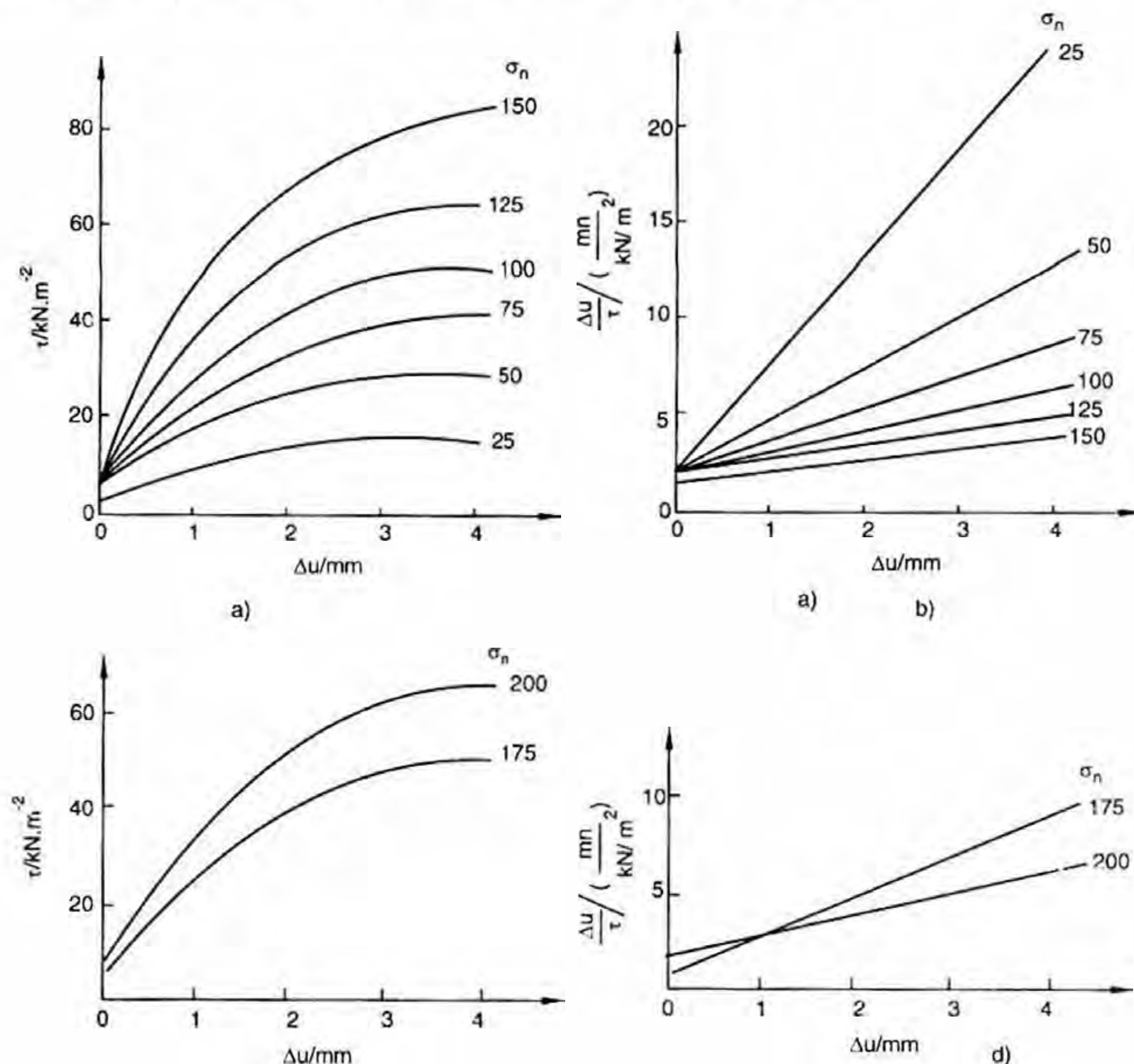
$$\{F\}^e = \frac{1}{4}\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} [M]^T [K] [M] dx \{\delta\}^e = [K']^e \{\delta\}^e \quad (5.92)$$

Trong đó $[K']^e$ là ma trận độ cứng của phần tử mặt tiếp xúc.

$$[K']^e = \frac{l}{6}\begin{bmatrix} 2K_s & & \text{Đối} & & & & & \\ 0 & 2K_n & & & & & & \\ K_s & 0 & 2K_s & & & & & \\ 0 & K_n & 0 & 2K_n & & & & \\ -K_s & 0 & -2K_s & 0 & 2K_s & \text{xứng} & & \\ 0 & -K_n & 0 & -2K_n & 0 & 2K_n & & \\ 2K_s & 0 & -K_s & 0 & K_s & 0 & 2K_s & \\ 0 & -2K_n & 0 & -K_n & 0 & K_n & 0 & 2K_n \end{bmatrix} \quad (5.93)$$

3. Hệ số độ cứng của phần tử tiếp xúc

Trong việc tính toán phần tử mặt tiếp xúc, phải dùng đến hệ số độ cứng K_n và K_s, hiển nhiên là các hệ số này phải xác định bằng thực nghiệm.



Hình 5.38: *Đường cong ứng suất cắt – chuyển vị giữa bêtông với đất*
a, b) Bêtông với đất sét mịn Thượng Hải; c, d) Bêtông với đất sét bùn Thượng Hải.

Căn cứ vào đường cong tải trọng - chuyển vị của thí nghiệm hiện trường có thể biết K_n thường là hằng số, khi mặt tiếp xúc chịu lực nén, để mô phỏng phân tử hai chiều ở hai bên sẽ không trùng nhau ở chỗ mặt tiếp xúc, nếu lấy theo trị số lớn hơn, ví dụ lấy $K_n = 10^9$ kN/m^3, nếu ứng suất pháp của mặt tiếp xúc tính ra là kéo, lấy $K_n = 10^3$ kN/m^3, lúc này ứng suất kéo tính được sẽ bỏ qua.

Đại học Đồng Tế đã làm thí nghiệm τ - Δu giữa bêtông với đất, kết quả như hình 5.38, trong đó a), b) là bêtông với đất sét mịn Thượng Hải, c), d) là bêtông với đất sét bùn Thượng Hải.

Có thể nhận thấy: đường cong nói trên có tính phi tuyến rõ rệt và có thể dùng một tổ hai đường cong để kết hợp:

$$\tau_1 = \frac{\Delta u}{a + b.\Delta u} \tag{5.94}$$

Cho biến đổi tọa độ, được một nhóm đường thẳng, như hình 5.38b và d:

$$\frac{\Delta u}{\tau} = a + b.\Delta u \tag{5.95}$$

Trong đó:

$\tau_1 = \tau_s - \tau_0$;

τ_s - tổng ứng suất cắt;

τ_0 - ứng suất cắt ban đầu khi chưa xảy ra trượt tương đối.

Nghịch đảo của a biểu thị độ cứng cắt ban đầu K_{s0}, còn nghịch đảo của b thì biểu thị trị tới hạn của ứng suất cắt, tức là ứng suất cắt khi Δu rất lớn, và tiếp cận với cắt đứt.

Theo định nghĩa của độ cứng cắt K_s, ta có:

$$K_s = \frac{\partial\tau}{\partial(\Delta u)} = \frac{a}{(a + b\Delta u)^2} = \frac{(1 - b\tau)}{a} \tag{5.96}$$

Thông số a, b có liên quan với loại đất, ứng suất pháp σ và tính chất của mặt tiếp xúc. Ví dụ: với đất có tính đại diện ở vùng Thượng Hải, từ hình 5.38b có thể thu được như trong bảng 5.2

Bảng 5.2. Thông số a và b xác định độ cứng cắt của đất Thượng Hải

σ_n/kPa		25	50	75	100	125	150	175	200
Bêtông với đất sét mịn	a	2,05	1,35	1,37	1,43	1,13	1,00		
	b	6,31	3,00	2,14	1,47	1,25	0,95		
Bêtông với đất sét bùn	a							1,07	1,58
	b							1,87	1,19

5.4.4.4. Tính toán tải trọng đào và lựa chọn bước dài thời gian

Tính toán tải trọng đào áp dụng phương pháp tính của Mana nêu ra, công thức tính tải trọng đào mỗi giai đoạn là:

$$\{F\} = \sum_{m=1}^{M} \int_{v} [B]^{T} \{\sigma\} dv \tag{5.97}$$

Trong đó:

M - số phần tử sẽ bị đào đi của một giai đoạn nào đó, những phần tử này có biên giới chung với phần tử chưa đào;

[B] - ma trận biến dạng;

$\{\sigma\}$ - vectơ ứng suất phần tử.

Sau khi đào hố móng, ứng suất do trọng lượng bản thân gây ra của khối đất bị lấy đi, phá hủy mất trạng thái cân bằng ban đầu, ứng suất khối đất sẽ phân phối lại. Do đó, trạng thái ứng suất tổng $\{\sigma\}$ phải là tổng của trạng thái ứng suất trong thời điểm trước $\{\sigma\}_1$ với trạng thái ứng suất sinh ra trong thời điểm đào $\{\sigma\}_2$, tức:

$$\{\sigma\} = \{\sigma\}_1 + \{\sigma\}_2 \tag{5.98}$$

Trong tính toán mô phỏng quá trình thi công đào đất, cộng chia làm nhiều giai đoạn đào, mỗi giai đoạn lại chia làm nhiều bước dài thời gian để tiến hành phân tích số gia tăng, tải trọng gia tăng trong thời điểm tính toán là:

$$\Delta R = \frac{R_i}{T_i} \Delta t \tag{5.99}$$

Trong đó:

R_i - tổng tải trọng của giai đoạn đào thứ i;
T_i - thời gian thi công giai đoạn đào thứ i;
Δt - bước dài thời gian tính toán.

Việc lựa chọn bước dài thời gian ngoài việc phải xét đến tiến độ thi công (vì việc chế tạo chống hoặc neo trong quá trình thi công phải cần một thời gian nhất định), lại còn phải xét đến độ chính xác khi giải phương trình đại số và tính hội tụ, tính ổn định của việc tính toán, do đó, có thể căn cứ vào kiến nghị của Thẩm Chu Giang ở Viện nghiên cứu khoa học thủy lợi Nam Kinh, dùng công thức sau đây để xác định giới hạn dưới đoạn thời gian:

$$\Delta t > \frac{\Delta L^2}{4C_v}$$

Trong đó:

ΔL - kích thước bình quân của phần tử;

C_v - hệ số cố kết của đất.

Từ lí thuyết sai phân có thể biết để bảo đảm tính hội tụ và tính ổn định, lựa chọn đoạn thời gian tính toán không nên dài quá; mặt khác, do chất đất ở vùng Thượng Hải thuộc loại đất sét yếu, khối đất ở cạnh hố móng có tồn tại lún cố kết, và đáy hố thành hố cũng tồn tại áp lực thẩm thấu, do hạn chế đó nên độ dài đoạn thời gian của sai phân trung tâm không nên vượt quá quy định trong công thức sau đây:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta L^2}{C_v}$$

Do đó, lựa chọn bước thời gian phải thỏa mãn các điều kiện sau đây:

$$\frac{\Delta L^2}{4C_v} < \Delta t \leq \frac{\Delta L^2}{C_v}$$

5.4.4.5. Chuẩn tắc gia giảm tải

Có thể dùng áp lực tiền cố kết để làm chuẩn tắc phán đoán gia giảm tải. Áp lực tiền cố kết P_r sử dụng trong mô hình Cambridge so với áp lực tiền cố kết thường dùng có chỗ khác nhau, trong mô hình đó, P_r là trị lớn nhất của áp lực tiền cố kết $P_o^{'}$, có thể theo công thức sau đây để tính $P_o^{'}$:

$$P_o^{'} = \frac{1 + \eta^2}{M^2}(P' + P_r) - P_r \qquad (5.100)$$

Trong đó:

$$\eta = \frac{Q}{P},\ P' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3};$$

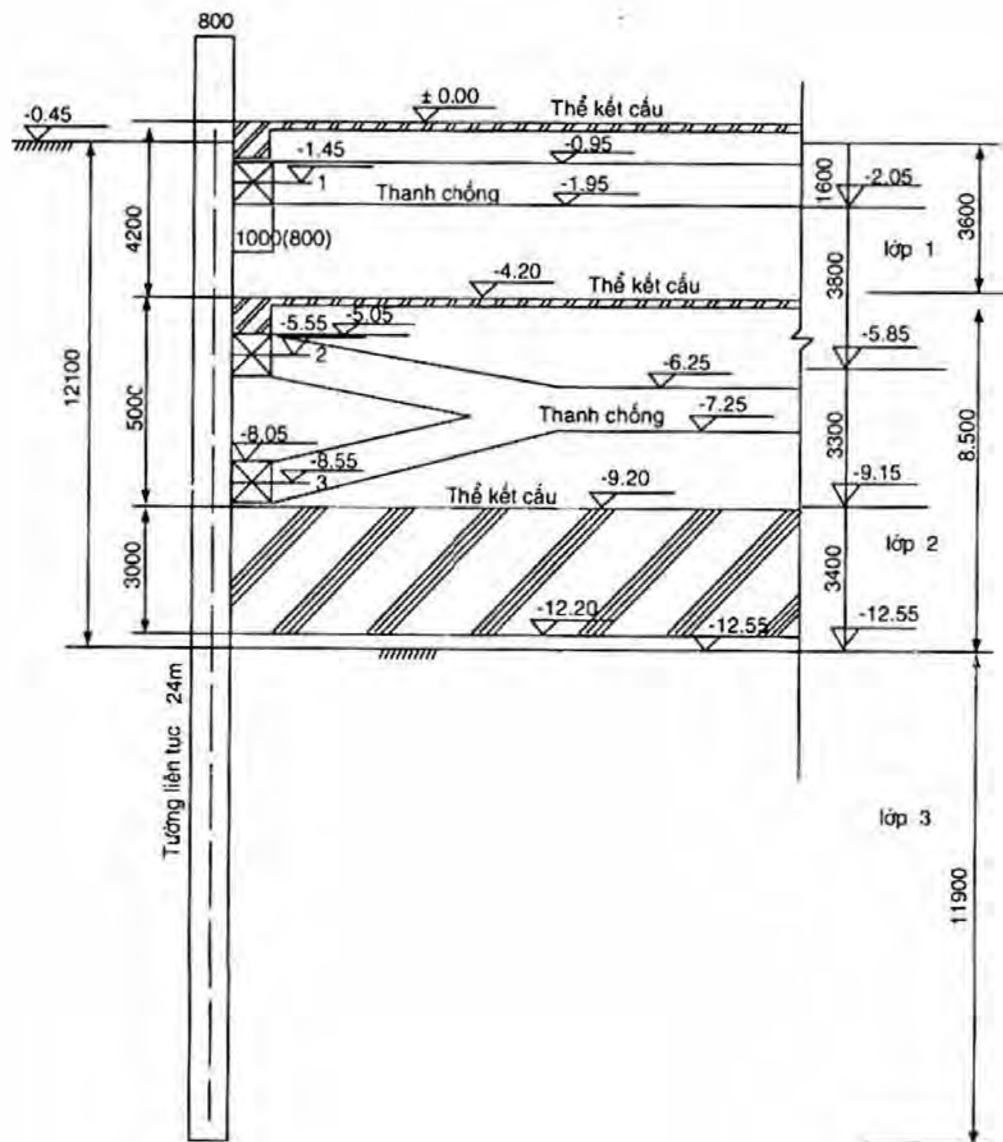
P_r - khoảng cắt trên trục P'.

Trong quá trình phân tích tính toán, P_r không ngừng biến đổi. Mỗi khi $P_o^{'}$ tính ra vượt quá trị P_r trước đó, thì ở bước phân tích sau, P_r sẽ tăng lớn đến bằng với $P_o^{'}$.

Khi $P_0^{'}$ trong phần tử nhỏ hơn P_r thì xem là giảm tải, đối với phần tử này chỉ tính toán biến dạng đàn hồi; khi $p_o^{'}$ lớn hơn P_r thì xem là gia tải, đối với phần tử này phải tính biến dạng đàn hồi và dẻo.

5.4.5. Ví dụ thực tế

Đại lầu Kinh Thành ở Khu Hoàng Phố Thượng Hải, mặt bằng hố móng 200m × 110m, hố móng sâu 12,1m, chắn giữ bằng tường liên tục trong đất, tường dày 800mm, sâu 24m, chống bằng thanh BTCT, khoảng cách chống 9m. Cốt cao mặt đỉnh hàng chống thứ nhất -0,95, cốt cao đỉnh hàng chống thứ hai -5,55m, cốt cao đỉnh hàng chống thứ ba -8,05m, cách làm hàng chống này là dùng kiểu một hàng chống chính chia ra làm hai hàng thứ hai và thứ ba, như hình 5.39.

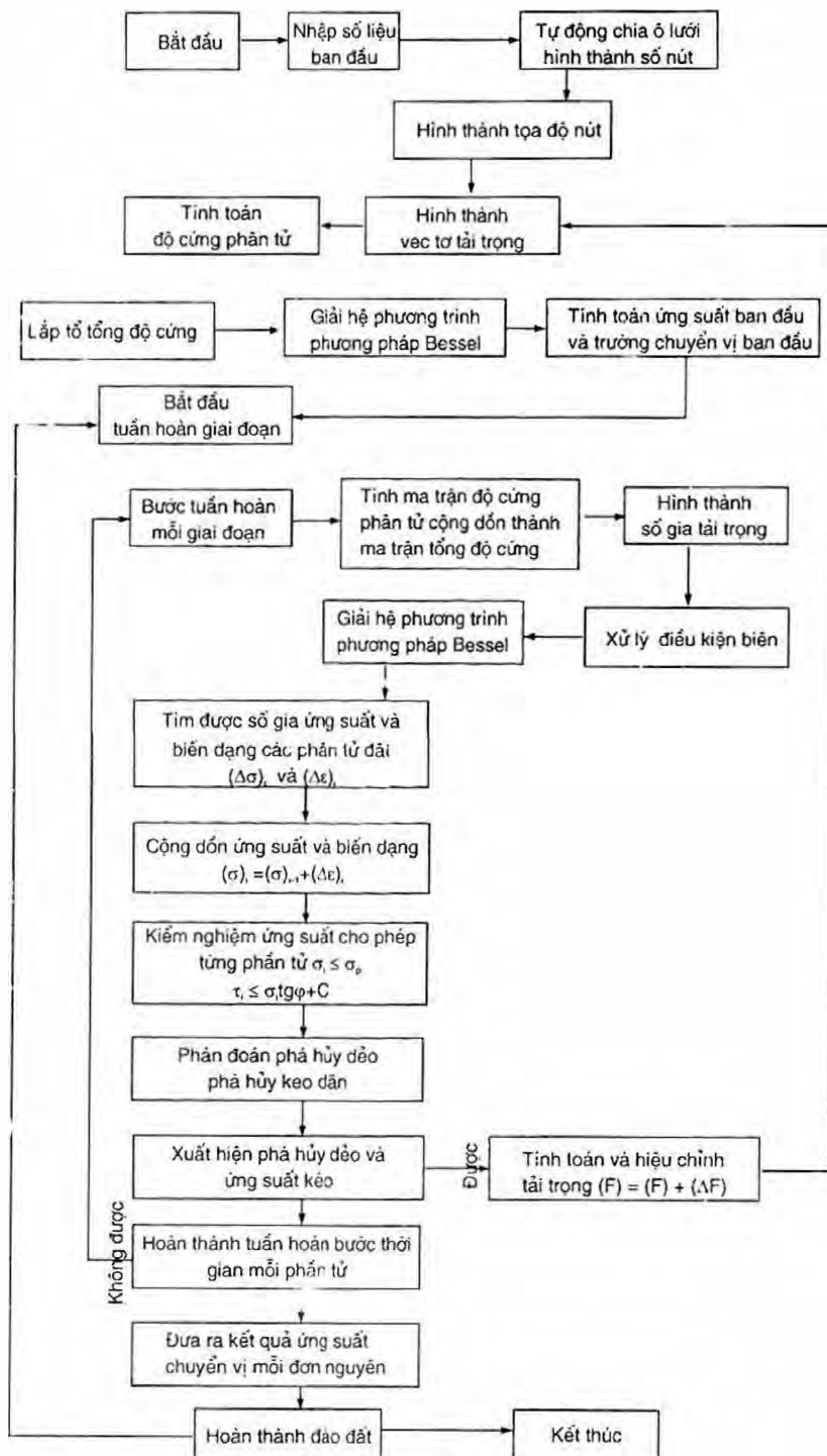


Hình 5.39: Mặt cắt hố đào của móng công trình đại lầu Kinh Thành

Tình hình các tầng đất và tính chất đất, các thông số đất xem bảng 5.3. Mực nước ngầm dưới mặt đất 1m.

Bảng 5.3. Địa tầng và các thông số của đất

Tên lớp đất	Độ sâu (m)	γ (kN/m^3)	E_i (MPa)	μ	K_h (10^{-7} cm/s)	K_v (cm/s)	M	λ	K	P_r (kN/m^2)	K_o	e_o
Sét bột màu vàng xám	2,8	18,7	3,11	0,30	2,16	1,53	0,971	0,0439	0,0044	0,632	0,33	0,959
Sét bột bùn màu nâu	8,5	17,8	2,73	0,25	5,91	2,40	0,971	0,0196	0,002	0,550	0,31	1,165
Sét bùn màu nâu	15,5	16,9	1,91	0,42	5,08	2,22	0,325	0,118	0,012	0,492	0,46	1,433
Sét màu nâu	23,5	17,8	3,01	0,35	1,64	0,54	0,25	0,081	0,008	2,31	0,53	1,141
Sét bột màu nâu	40,0	18,2	4,56	0,35	2,01	0,32	0,419	0,0438	0,004	1,30	0,33	0,995



Hình 5.40: Sơ đồ khối của chương trình tính

Giải: Tính theo loại nền đất sét yếu tính chất đàn hồi dẻo, lập chương trình phần tử hữu hạn để phân tích việc đào hố móng, sơ đồ khối của chương trình như hình 5.40.

Chương trình có các chức năng chủ yếu sau đây:

1) Mô phỏng đào hố móng, ngừng nghỉ trong thi công, từng bước tăng tải trọng;

2) Mô phỏng quan hệ ứng suất biến dạng đàn hồi dẻo của đất và tính chất thành lớp và tính dị hướng của đất;

3) Tác động đồng thời của hệ thống đất, chống giữ, quây chắn;

4) Có thể mô phỏng việc đào đất với bất cứ hình dạng hình học nào và các loại hình thức thanh chống;

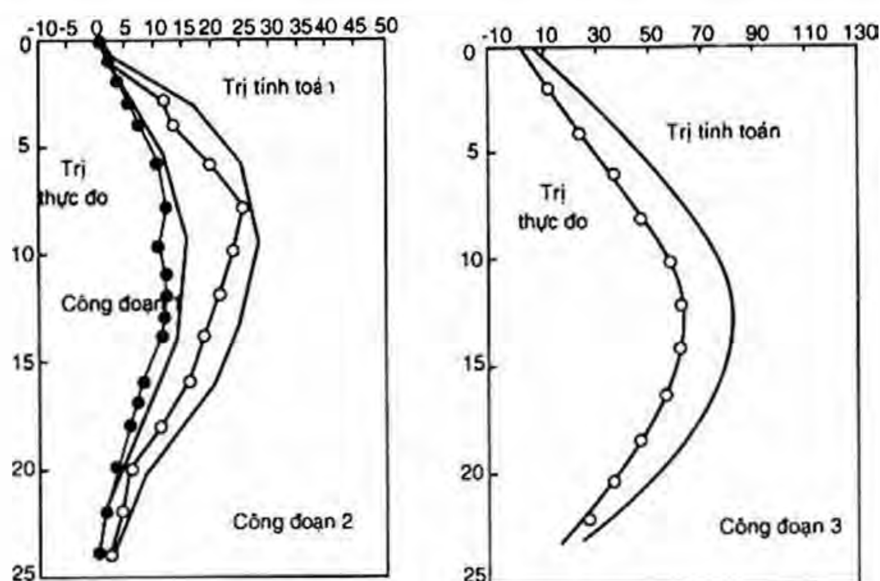
5) Áp dụng phương pháp Gauss và phương pháp Bessel để tiến hành tích phân số và giải hệ phương trình;

Một chương trình tính toán tổng hợp và đa dạng hơn cho các loại hố đào (hở và ngầm) với nhiều mô hình nền khác nhau - phần mềm PLAXIS đã được dùng ở nước ta - sẽ được giới thiệu trong phụ lục ở cuối sách.

Quá trình đào đất như bảng 5.4. Độ sâu đào của ba loại tình huống thi công là 5,65m, 8,65m và 12,10m. Sau đây, kết quả tính toán và các trị số thực đo chuyển vị ngang được trình bày trên hình 5.41 theo ba tình huống thi công:

Bảng 5.4. Quá trình đào đất

Công đoạn thi công	Độ đào sâu (m)	Độ sâu hố móng (m)	Tình hình chống giữ	Thời gian đào (ngày)	Bước thời gian tính (ngày)
Một	5,6	5,65	1 hàng chống	16	4
Hai	3,0	8,65	2 hàng chống	18	5
Ba	3,45	12,1	3 hàng chống	8	3



Hình 5.41: Biểu đồ so sánh trị tính toán với trị thực đo chuyển vị ngang của hố móng ở các giai đoạn đào.

5.5. KIỂM TRA TÍNH ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU CHẮN GIỮ

Khi đào hố móng, do đất trong hố bị đào đi làm biến đổi trường ứng suất và trường biến dạng của nền đất, có thể dẫn đến mất ổn định nền đất, ví dụ nền đất bị trượt, đáy hố bị vồng lên và cát chảy v.v... Do đó trong khi thiết kế chắn giữ hố móng (bao gồm chắn giữ bằng cọc hàng hoặc bằng tường liên tục trong đất), cần thiết phải kiểm tra tính ổn định của hố móng, khi cần phải có thêm các biện pháp gia cường, làm cho tính ổn định của nền đất có đủ độ an toàn nhất định.

Do thiết kế hoặc thi công không đúng, hố móng sẽ mất ổn định và bị phá huỷ. Loại phá huỷ này có thể xẩy ra rất chậm chạp, song cũng có thể xẩy ra đột ngột. Có khi có nguyên nhân gây ra rõ ràng như bị rung động, mưa bão, ngoại tải hoặc các nhân tố khác do con người; Có khi lại không có những nguyên nhân xúc tác rõ ràng, thì chính là do thiếu độ an toàn khi thiết kế hoặc thi công không đúng kĩ thuật.

Trong loại hố móng khi đào hố có để thành bờ dốc, bờ dốc mất ổn định chủ yếu là vì khi đào đất tạo ra chênh lệch áp lực giữa bên trong và bên ngoài hố móng (bao gồm cả chênh lệch áp lực nước). Kiểm tra tính ổn định tổng thể của bờ dốc thường hay áp dụng phương pháp trượt cung tròn (như phương pháp chia băng) để tính toán phân tích.

Phân tích tính ổn định tổng thể của hố móng có chắn giữ, cũng kiểm tra bằng phương pháp trượt cung tròn như vậy. Tài liệu địa chất cần thiết trong khi phân tích phải phản ánh được các điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn ở độ sâu tối thiểu kể từ mặt đỉnh của hố móng xuống bằng 2 - 3 lần độ sâu hố móng. Khi dùng phương pháp trượt cung tròn để kiểm tra tính ổn định chống trượt tổng thể của kết cấu chắn giữ và của nền đất phải chú ý là kết cấu chắn giữ thường có các thanh chống ở bên trong hoặc kết cấu neo kéo ở bên thành ngoài, có đặc điểm là mặt tường thẳng đứng, không giống với trượt cung tròn trong khi kiểm tra ổn định của bờ dốc, tâm của mặt trượt thường ở phía bên trên của tường chắn, gần với mép bên trong của hố. Thông qua kiểm tra để xác định mặt trượt nguy hiểm nhất và hệ số an toàn nhỏ nhất. Khi tính toán tác dụng của thanh chống bên trong, thông thường không xẩy ra phá huỷ ổn định tổng thể. Do đó, với loại kết cấu chắn giữ có làm một tầng chống, phải kiểm tra trượt tổng thể, với loại làm nhiều tầng chống bên trong có thể không kiểm tra.

Phần thân tường ở vào phía dưới mặt đáy hố móng gọi là phần cắm sâu vào trong đất, cũng gọi là độ sâu trong đất. Để xác định độ sâu trong đất của thân tường, phải xét đến yêu cầu tính ổn định và yêu cầu chống thấm của nền đất dưới đáy hố móng.

5.5.1. Kiểm tra ổn định chống trồi (bùng) của hố móng

5.5.1.1. Phương pháp Terzaghi - Peck

Terzaghi đã nghiên cứu điều kiện ổn định của đáy hố. Cho góc ma sát trong của đất sét $\varphi = 0$, mặt trượt được tạo thành bởi mặt tròn và mặt phẳng, như hình 5.42a. Terzaghi cho là, với mặt cắt nằm ngang ở đáy hố móng, đất ở hai bên của hố móng giống như

siêu tải phân bố đều tác động lên mặt cắt ấy. Siêu tải này có xu hướng làm cho phần đáy hố móng không chịu siêu tải xảy ra hiện tượng vồng lên. Sau khi xem xét lực dính c trên mặt dd_1, toàn bộ tải trọng P trên mặt c_1d_1 là

$$P = \frac{B}{\sqrt{2}}\gamma H - cH \tag{5.101}$$

Trong đó:

γ - dung trọng ướt của đất;

B - bề rộng hố móng,

c - lực dính của đất;

H - độ sâu đào hố móng.

Cường độ tải trọng P_v của nó là:

$$p_v = \gamma H - \frac{\sqrt{2}cH}{B} \tag{5.102}$$

Terzaghi cho là, nếu cường độ tải trọng vượt quá khả năng chịu lực giới hạn của nền đất thì sẽ làm cho đáy hố móng trồi lên. Khả năng chịu lực giới hạng q_d của nền đất sét biểu thị bằng lực dính c là:

$$q_d = 5{,}7c \tag{5.103}$$

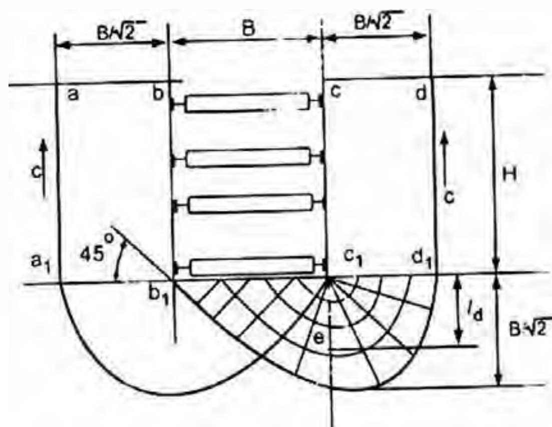
thì hệ số an toàn chống trồi lên K là:

$$K = \frac{q_d}{p_v} = \frac{5{,}7c}{\gamma H - \dfrac{\sqrt{2}cH}{B}} \tag{5.104a}$$

Terzaghi kiến nghị K không nhỏ hơn 1,5.

Phương pháp Terzaghi và Peck thích dụng với các công trình hố móng rộng và dài. Phương pháp này chưa kể đến hình dạng hố móng cũng như tác dụng hữu ích của tường trong đất có độ cứng rất lớn và có một độ chôn sâu nhất định đối với việc chống trồi của đáy hố móng.

Hình 5.42a: Phương pháp Terzaghi – Peck để tính chống trồi đáy hố móng



Phương pháp Terzaghi cải tiến (hình 5.42b):

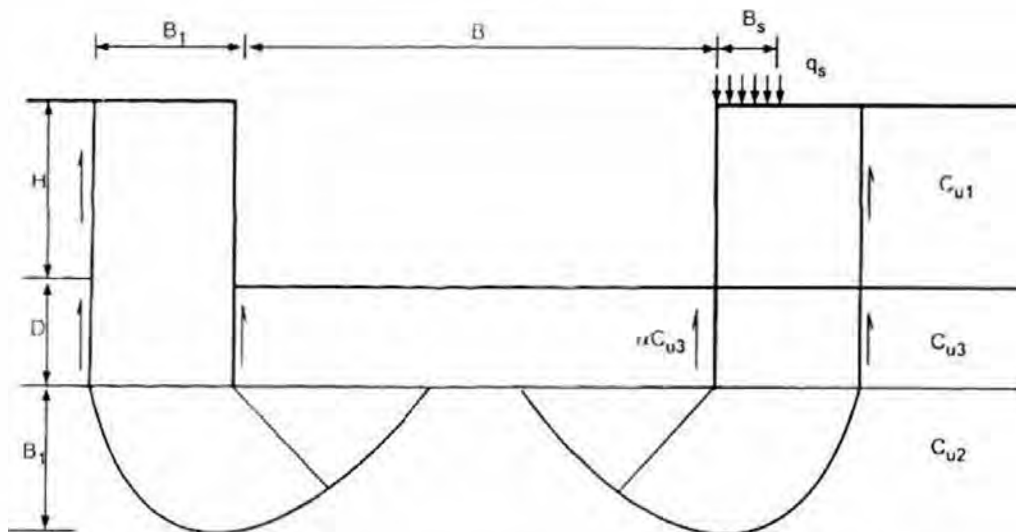
- Khi không kể đến độ sâu D của tường và không có tải trọng phân bố ở mép hố móng:

$$K = \frac{5{,}7C_{u2}B_1 + C_{u1}H}{\gamma HB_1} \quad (5.104b)$$

- Khi kể đến độ sâu của tường D và có tải q_s ở mép hố móng với $B_s \le B_1$ và $B_1 = B/\sqrt{2}$ hoặc $B_1 = T$ (T - bề dày lớp đất sét dưới đáy hố móng), chọn trị nhỏ trong $B/\sqrt{2}$ và T, ta có:

$$K_1 = \frac{5{,}7c_{u2}B_1}{\gamma HB_1 - c_{u1}H - (1+\alpha)c_{u3}D + q_sB_s} \quad (5.104c)$$

$$K_2 = \frac{5{,}7c_{u2}B_1 + c_{u1}H + (1+\alpha)c_{u3}D}{\gamma HB_1 + q_sB_s} \quad (5.104d)$$



Hình 5.42b: Phương pháp Terzaghi cải tiến tính chống trồi đáy hố

5.5.1.2. Phương pháp Caquot và Kerisel

Nếu độ cắm sâu xuống đất của tường chắn không đủ, mặc dù là trong tình huống không có nước, đáy hố móng vẫn có nguy cơ bị trồi lên, như thể hiện trên hình 5.43. Đáy hố bị trượt theo đường cong ABC như trong hình vẽ, tạo ra hiện tượng nâng cao đáy hố lên. Lấy mặt phẳng đáy hố làm mặt chuẩn, ứng suất theo chiều đứng tại điểm A bên phía không đào là:

$$q_1 = \gamma H$$

Ứng suất theo chiều đứng bên phía đào là:

$$q_2 = \gamma D$$

Theo lí luận về đường trượt có thể suy dẫn ra là:

$$q_1 = q_2 \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)e^{\pi \tan\varphi} = q_2 K_p e^{\pi \tan\varphi}$$

tức:
$$D = \frac{H}{K_p e^{\pi \tan\varphi}} \quad (5.105)$$

Trong đó:

H - toàn độ cao của tường chắn;

K_p - hệ số áp lực đất bị động, $K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)$;

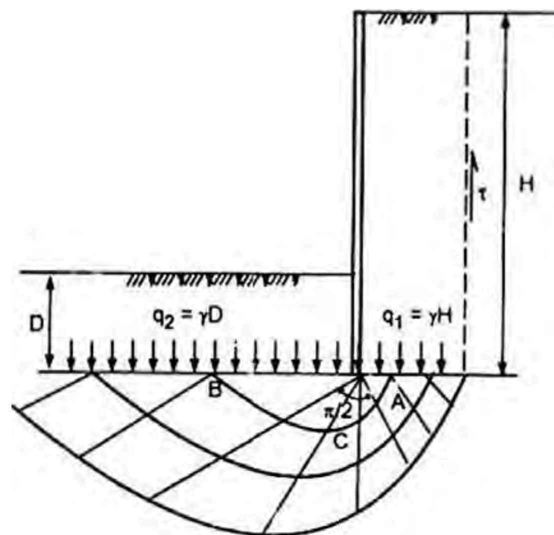
γ - dung trọng của đất;

φ - góc ma sát trong của đất;

D - độ sâu cắm vào đất của thân tường.

Từ công thức (5.105) có thể thấy, khi góc ma sát trong rất lớn, độ cắm sâu cần thiết sẽ rất nhỏ, theo phân tích của Terzaghi, khi $\varphi = 30^o$, nếu độ cắm sâu bằng không thì hệ số an toàn tương ứng là 8.

Trên thực tế, ứng suất theo chiều đứng ở điểm A nhỏ hơn γH, bởi vì khi chảy dẻo xẩy ra với một lượng lớn, lưng tường nhất định là có một dải đất lún xuống, loại chuyển vị này sẽ gặp phải trở ngại là lực cản ma sát τ.

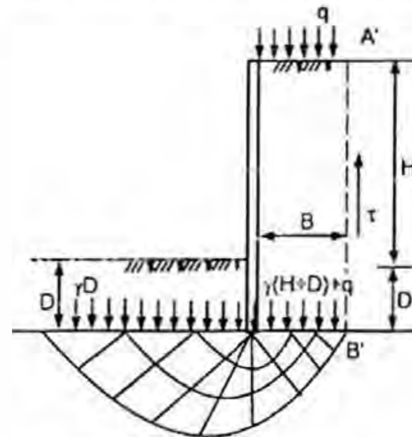


Hình 5.43: Sơ đồ tính toán chống trồi mặt đáy hố móng theo Caquot – Kerisel

5.5.1.3. Phương pháp tính chống trồi đáy khi đồng thời xem xét cả c và φ

Trong nhiều công thức tính toán ổn định chống trồi khi kiểm tra hệ số an toàn chống trồi, chỉ đưa ra công thức thuần đất sét ($\varphi = 0$) hoặc thuần đất cát ($c = 0$), rất ít khi đồng thời xem xét cả φ và c. Hiển nhiên là, với loại đất sét bình thường, thì cường độ chịu cắt của khối đất phải bao gồm cả nhân tố c và φ. Uông Bỉnh Giám ở Đại hoc Đồng Tế tham khảo công thức khả năng chịu lực của nền đất của Prandtl và Terzaghi và xem mặt phẳng ở đáy tường là mặt chuẩn để tìm khả năng chịu lực giới hạn thì hình dạng

của đường trượt như hình 5.44. Kiến nghị dùng công thức sau đây để kiểm tra tính ổn định chống trồi của đáy, nhờ đó tìm được độ chôn sâu của thân tường



Hình 5.44: Sơ đồ tính toán chống trồi khi đồng thời xem xét c và φ

$$K_L = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q} \tag{5.106}$$

Trong đó:

D - độ chôn sâu của thân tường;

H - độ đào sâu của hố móng;

q - siêu tải mặt đất;

γ_1 - trị bình quân gia quyền của trọng lượng tự nhiên của các lớp đất ở phía ngoài hố kể từ mặt đất đến đáy tường;

γ_2 - trị bình quân gia quyền của trọng lượng tự nhiên của các lớp đất ở phía trong hố kể từ mặt đào cho đến đáy tường;

N_q, N_c - hệ số tính toán khả năng chịu lực giới hạn của đất.

Dùng công thức Prandtl, N_q, N_c lần lượt là:

$$\left.\begin{aligned} N_{qp} &= \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan\varphi} \\ N_{cp} &= (N_{qp} - 1)\frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\} \tag{5.107}$$

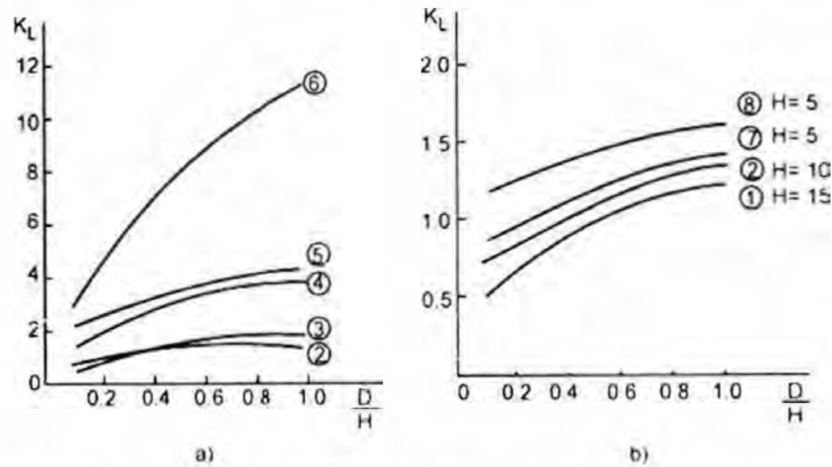
Nếu dùng công thức Terzaghi thì:

$$\left.\begin{aligned} N_{qT} &= \frac{1}{2}\left[\frac{e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{\cos\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)}\right]^2 \\ N_{cT} &= (N_{qT} - 1)\frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\} \tag{5.108}$$

Khi dùng phương pháp này để kiểm tra hệ số an toàn chống trồi, do không kể đến tác dụng chống trồi lên của cường độ chịu cắt trên mặt A'B' trên hình 5.44, nên hệ số an toàn K_L có thể lấy thấp một chút, thường có thể lấy $K_L \geq 1,2 - 1,3$.

Phần tử số trong công thức (5.106) không kể đến $\gamma BN_r/2$ trong công thức tính khả năng chịu lực giới hạn Terzaghi, đó là vì việc xác định độ rộng B là vô cùng khó khăn, khi không kể đến bộ phận này thì công thức giản đơn hơn và thiên về an toàn.

Sau đây sẽ trình bày mấy loại đường cong D/H - K_L khi các điều kiện c, φ khác nhau như trên hình 5.45, có thể thấy:



***Hình 5.45:** Quan hệ K_L – D/H khi đồng thời kể đến cả c và φ*

a) Đường cong K_L – D/H ở điều kiện đất nền khác nhau (độ sâu hố đào đều là 10m);

b) Đường cong K_L – D/H ở điều kiện đất nền giống nhau, nhưng độ sâu hố đào khác nhau.

Điều kiện đất nền trong hình là:

(1), (2), (7), (8): $c = 13kPa$, $\varphi = 8^0$, $\gamma = 17,6\ kN/m^3$

(3) : $c = 10kPa$, $\varphi = 10^0$, $\gamma = 17,8\ kN/m^3$

(4): $c = 12kPa$, $\varphi = 15^0$, $\gamma = 18,0\ kN/m^3$

(5): $c = 16kPa$, $\varphi = 20^0$, $\gamma = 18,0\ kN/m^3$

(6): $c = 5kPa$, $\varphi = 30^0$, $\gamma = 18,0\ kN/m^3$

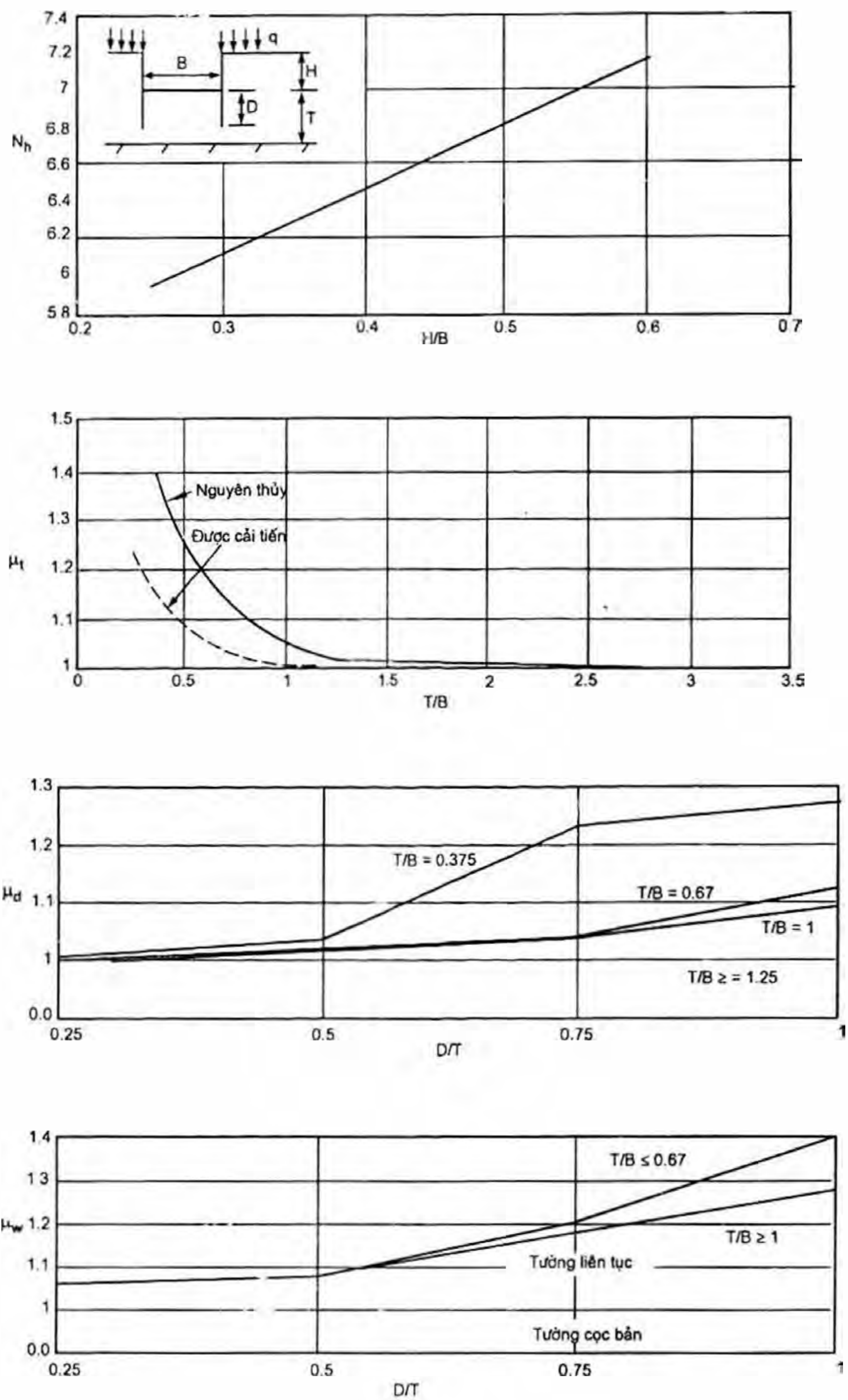
1) Đối với cùng một loại điều kiện đất nền, khi áp dụng cùng một hệ số an toàn chống trồi K_L như nhau thì đi đôi với việc tăng độ sâu hố đào, trị D/H cần thiết cũng phải tăng lớn hơn;

2) Khi độ sâu hố đào giống nhau mà tỉ số D/H cũng giống nhau thì khi đất nền càng kém, hệ số an toàn K_L sẽ càng nhỏ. Kết luận như vậy là hợp lí. Do đó, loại phương pháp kiểm tra chống trồi này trên cơ bản là phù hợp với các loại điều kiện đất nền.

5.5.1.4. Phương pháp tính ổn định chống trồi đáy hố theo Goh (1994)

Ưu việt và hạn chế của phương pháp Goh (hình 5.46) so với các phương pháp vừa nêu trên đây gồm có:

- Thích dụng cho hố móng có một chiều dài lớn hơn nhiều so với chiều kia (L >> B);
- Cho hố móng rộng (B/H > 1);
- Lực dính của đất không đổi (C_u = const);
- Không chắc chắn sử dụng C_u nào nếu C_u tăng theo độ sâu;
- Kể được hiệu ứng độ chôn sâu của tường (D);
- Kể được hiệu ứng độ dày của lớp đất sét (T);



Hình 5.46: Biểu đồ để tính các thông số theo phương pháp Goh

- Kể được hiệu ứng độ cứng của tường (EI);

- Không kể được ảnh hưởng hình dạng hố móng (L/B);

- Độ tin cậy khi tường chôn hết (D/T = 1) là không chắc chắn;

- Không kể được sự trượt dọc theo tường phía trong hố.

Dựa vào những yếu tố trên, Goh đưa ra công thức tính ổn định chống trồi đáy hố móng như sau:

$$K = \frac{C_u N_h}{\gamma H + q} \mu_t \mu_d \mu_w \tag{5.109}$$

Trong đó:

γ - trọng lượng đơn vị bình quân gia quyền của các lớp đất từ đáy hố móng đến bề mặt đất;

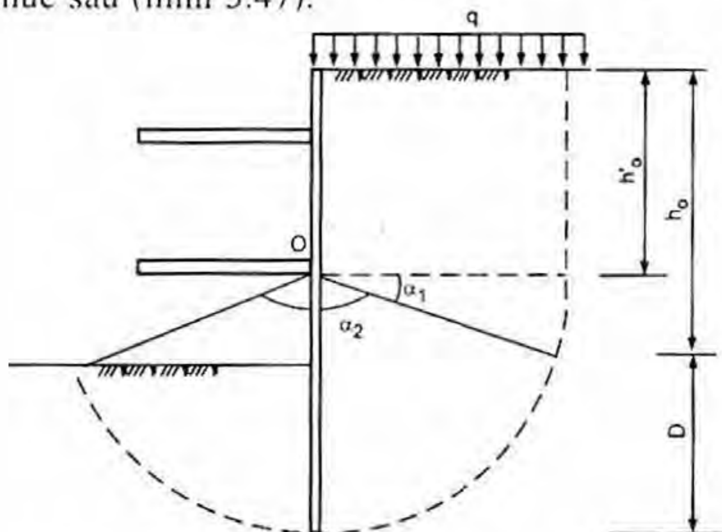
q - tải trọng phân bố ở mép hố móng;

N_h, μ_t, μ_d, μ_w - các thông số phụ thuộc lần lượt vào H/B, T/B, D/T và lấy theo biểu đồ trên hình 5.46.

Ngoài ra còn có các phương pháp của Bjerrum và Eide (1956) hay của Eide (1972) mà ta có thể tìm thấy trong các sổ tay hoặc tiêu chuẩn về hố móng sâu.

5.5.1.5. Công thức tính ổn định chống trồi theo quy trình hố móng Thượng Hải

Giả định là mặt trượt đi qua chân tường, đồng thời lấy hàng chống hoặc điểm neo dưới cùng làm tâm quay, kiểm tra ổn định chống trồi của phần đất ở đáy hố móng theo công thức sau (hình 5.47).



Hình 5.47: *Sơ đồ tính toán chống trồi hố móng theo quy trình Thượng Hải*

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}} \tag{5.110}$$

Trong đó :

M_{RL} - mômen chống trồi. $M_{RL} = R_1 K_a \tan\varphi + R_2 \tan\varphi + R_3 c$

$$R_1 = D\left(\frac{\gamma h_0^2}{2} + qh_0\right) + \frac{1}{2}D^2q_f(\alpha_2 - \alpha_1 + \sin\alpha_2\cos\alpha_2 -$$

$$- \sin\alpha_1\cos\alpha_1) - \frac{1}{3}\gamma D^3(\cos^3\alpha_2 - \cos^3\alpha_1) ;$$

$$R_2 = \frac{1}{2}D^2q_f + \left[\alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2}(\sin2\alpha_2 - \sin2\alpha_1)\right] -$$

$$- \frac{1}{3}\gamma D^3\left[\sin^2\alpha_2\cos\alpha_2 - \sin^2\alpha_1\cos\alpha_1 + 2(\cos\alpha_2 - \cos\alpha_1)\right];$$

$$R_3 = h_0D + (\alpha_2 - \alpha_1)D^2 ;$$

$$q_f = \gamma h_0' + q.$$

Trong đó :

γ - trị bình quân gia quyền trọng lượng đơn vị các lớp đất nền kể từ mặt đáy tường vây giữ trở lên;

D - độ cắm sâu của tường vây giữ;

K_a - hệ số áp lực đất chủ động, $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$;

c, φ - trị bình quân gia quyền của lực dính và góc mát trong của đất trên mặt trượt;

h_0 - độ sâu đào hố móng;

h_0' - độ sâu cách mặt đất của hàng chống dưới cùng;

a_1 - góc kẹp nằm ngang giữa mặt hàng chống dưới cùng với mặt đào của hố móng (rad);

a_2 - góc tâm tròn của mặt trượt lấy điểm chống của hàng chống dưới cùng làm tâm (rad);

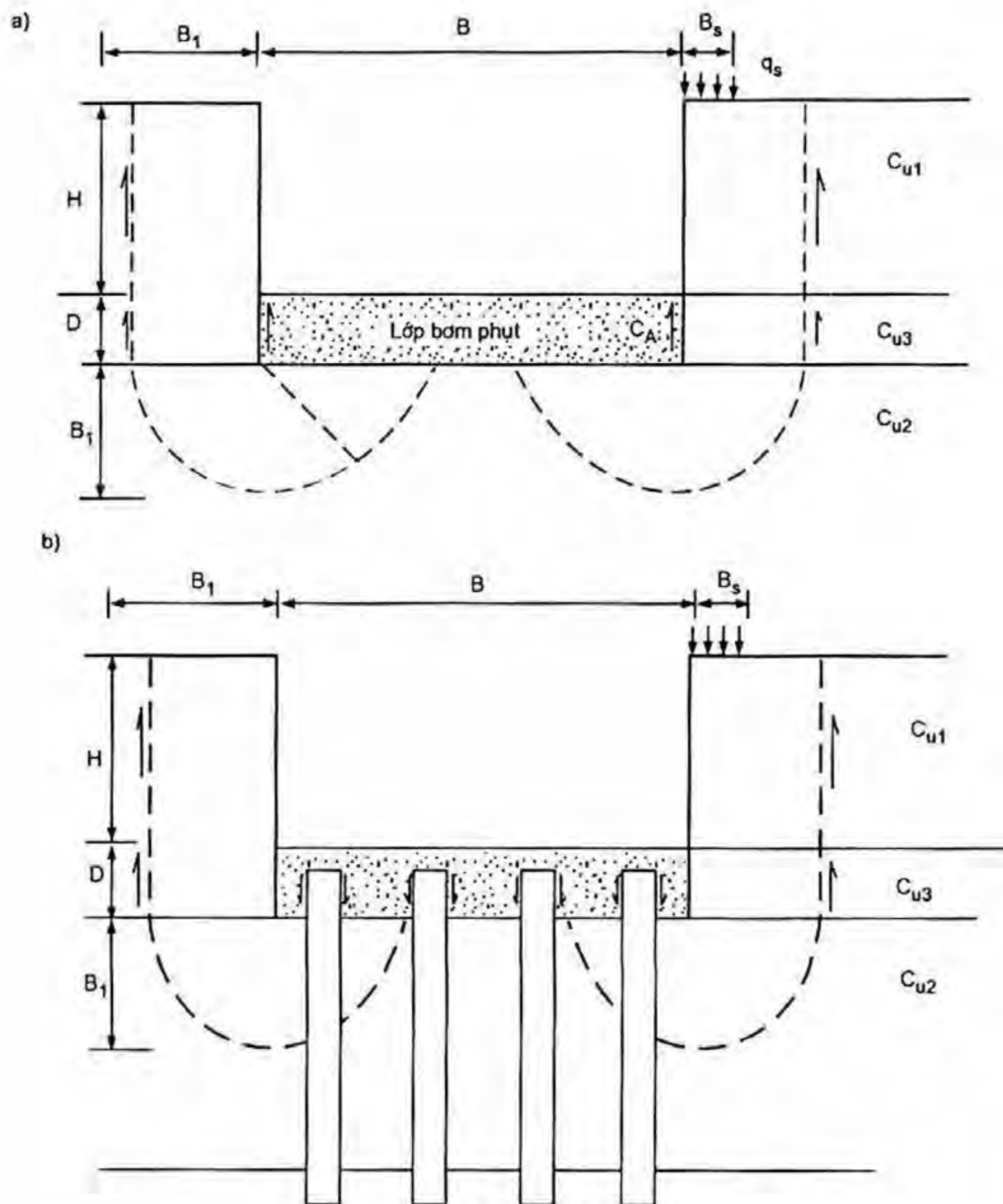
q - siêu tải mặt đất bên ngoài hố;

M_{SL} - mômen gây trồi, $M_{SL} = \frac{1}{2}(\gamma h_0' + q)D^2$;

K_L - hệ số an toàn ổn định chống trồi, thường có thể lấy 1,7 - 2,5, quyết định bởi độ sâu hố đào và tính trọng yếu của hố đào.

5.5.1.6. Ổn định chống trồi đáy hố bằng bơm phụt

Trong nhiều trường hợp tường cừ không thể chôn sâu vào trong đất quá lớn (do lí do kinh tế hoặc kĩ thuật) và để chống trồi đáy hố người ta dùng phương pháp gia cố đáy hố bằng bơm ép ximăng hoặc cọc (hình 5.48a, b). Ổn định chống trồi của đáy hố lúc này tính theo công thức (5.111a), khi gia cố chỉ có lớp bơm phụt hoặc theo công thức (5.111b) khi vừa có lớp bơm phụt vừa có cọc:



Hình 5.48: Sơ đồ tính ổn định trồi đáy hố khi gia cố đáy hố
a) Bằng lớp bơm phụt; b) Bằng lớp bơm phụt + cọc.

$$K = \frac{5{,}7c_{u2}B_1 + c_{u1}H + c_{u3}D + c_A D}{\gamma H B_1 + q_s B_s} \quad (5.111a)$$

$$K = \frac{5{,}7c_{u2}B_1 + c_{u1}H + c_{u3}D + Q_{JG}}{\gamma H B_1 + q_s B_s} \quad (5.111b)$$

Trong đó:

Q_{JG} - tổng lực neo giữ của cọc ở lớp bơm phụt;

$B_1 = 0{,}7B$ hoặc T, chọn trị nào nhỏ hơn;

$B_s < B_1$.

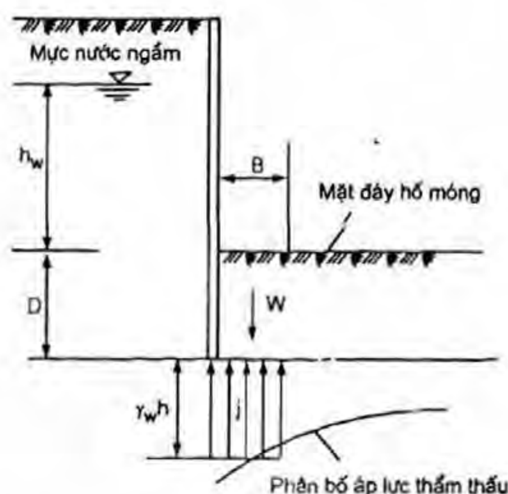
5.5.2. Kiểm tra ổn định chống chảy thấm của hố đào

5.5.2.1. Kiểm tra ổn định chống phun trào

Khi đào hố móng trong lớp đất bão hoà nước, phải thường xuyên lưu tâm đến áp lực nước, bảo đảm ổn định của hố móng, nhất thiết phải kiểm tra xem trong tình hình chảy thấm thì có thể xuất hiện phun trào (cát chảy) hay không. Khi nước ngầm chảy từ bên dưới mặt đáy hố móng lên bên trên mặt đáy hố móng, các hạt đất trong nền đất sẽ chịu lực đẩy nổi của áp lực nước thẩm thấu, một khi xuất hiện áp lực nước thẩm thấu quá lớn, các hạt đất sẽ ở vào trạng thái huyền phù trong nước đang lưu động, tạo ra hiện tượng phun trào.

Như thể hiện trong hình 5.49, toàn bộ lực thẩm thấu J tác dụng trong phạm vi phun trào B là:

$$J = \gamma_w hB \tag{5.112}$$



Hình 5.49: Một trong những sơ đồ kiểm tra trào ống

Trong đó:

h - tổn thất cột nước trong phạm vi B từ chân tường đến mặt đáy hố móng, thường có thể lấy $h \approx h_w/2$;

γ_w - tỉ trọng của nước;

B - phạm vi xảy ra cát chảy, căn cứ vào kết quả thử nghiệm, đầu tiên xảy ra trong phạm vi cách xa thành hố bằng khoảng 1/2 độ cắm sâu vào đất của tường chắn; tức B = D/2;

Trọng lượng trong nước của khối đất W chống lại áp lực thẩm thấu là:

$$W = \gamma' DB \tag{5.113}$$

Trong đó: g' - trọng lượng đẩy nổi của đất;

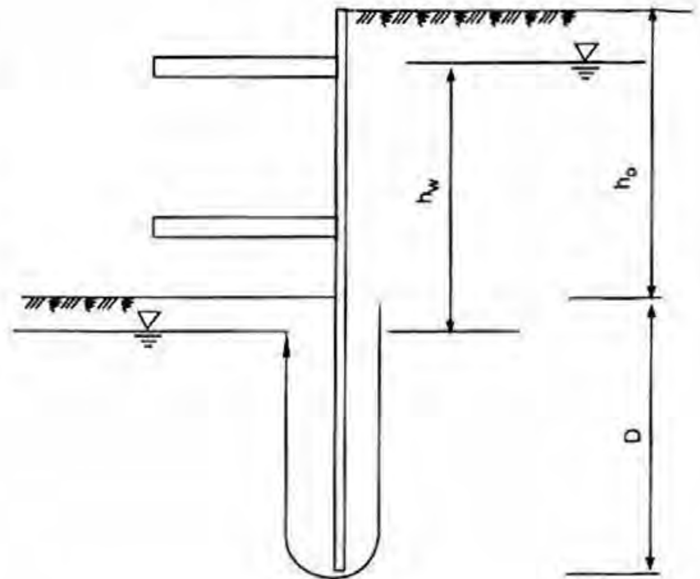
D - độ cắm sâu vào đất của tường.

Nếu thoả mãn điều kiện w > J thì sẽ không xẩy ra phun trào, tức phải thoả mãn các điều kiện sau đây:

$$K_s = \frac{\gamma' D}{\gamma_w h} = \frac{2\gamma' D}{\gamma_w h_w} \quad (5.114)$$

Trong đó: K_s - hệ số an toàn chống phun trào, thường lấy $K_s \geq 1,5$.

Ngoài ra, do tường chắn chỉ là kết cấu chắn đất tạm thời, để đơn giản việc tính toán, có thể lấy gần đúng đường chảy ngắn nhất (hình 5.50), tức đường chảy sát vào tường chắn để tìm lực chảy thấm lớn nhất:



Hình 5.50: Sơ đồ kiểm tra phun trào đáy hố

$$j = i\gamma_w = \frac{h_w}{L}\gamma_w$$

$$i = \frac{h_w}{L}$$

$$L = \sum L_h + m\sum L_v$$

Trong đó:

i - độ dốc thuỷ lực chảy thấm của đất đáy hố;

h_w - chênh lệch cột nước giữa trong và ngoài đáy hố;

L - độ dài đường chảy của dòng thấm ngắn nhất;

$\sum L_h$ - tổng độ dài đoạn nằm ngang của chảy thấm;

$\sum L_v$ - tổng độ dài đoạn thẳng đứng của chảy thấm;

m - hệ số tính đổi khi tính đổi đoạn thẳng đứng của đường chảy thấm thành đoạn nằm ngang. Khi là tường màng quây một hàng, lấy m = 1,50; khi là tường màng quây nhiều hàng, lấy m = 2,0.

Chống chảy thấm hoặc ổn định phun trào của khối đất ở đáy hố có thể tính theo công thức sau:

$$K_s = \frac{\gamma'}{j} = \frac{\gamma'}{i\gamma_w} = \frac{i_c\gamma_w}{i\gamma_w} = \frac{i_c}{i} \quad (5.115)$$

Trong đó:

i_c - độ dốc thuỷ lực tới hạn của khối đất ở đáy hố;

G_s - mật độ hạt của đất;

e - hệ số rỗng của đất;

K_s - hệ số an toàn ổn định chống chảy thấm hoặc chống phun trào, lấy bằng 1,5 - 2,0. Khi đất đáy hố là đất cát, đất bột cát, đất sét và đất bột trong có kẹp tầng mỏng cát bột rõ rệt thì K_s lấy trị số lớn.

5.5.2.2. Kiểm tra ổn định chống cột nước có áp

Trong lớp đất sét không thấm nước, có một tầng chứa nước, có áp, hoặc trong tầng chứa nước tuy không phải là nước có cáp, nhưng do đào đất mà hình thành chênh lệch cột nước giữa bên trong và bên ngoài hố móng, làm cho áp lực nước trong tầng chứa nước ở bên trong hố móng lớn hơn áp lực nước tĩnh, như hình 5.51. Có thể kiểm tra ổn định chống nước có áp của đất ở đáy hố móng theo công thức sau đây:

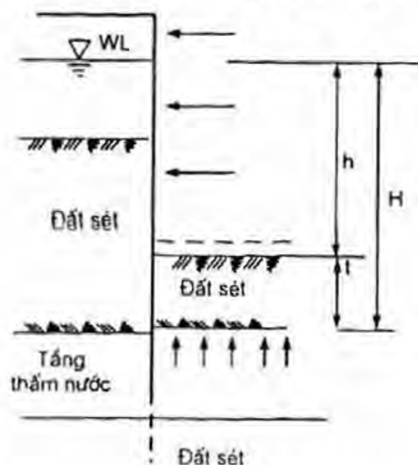
$$K_y = \frac{P_{cz}}{P_{wy}} \tag{5.116}$$

Trong đó:

P_{cz} - áp lực trọng lượng bản thân của lớp đất phủ nằm từ mặt hố móng đến mái của tầng nước có áp;

P_{wy} - áp lực cột nước của tầng nước có áp;

K_y - hệ số an toàn ổn định chống cột nước có áp, lấy bằng 1,05.



Hình 5.51: *Trồi đáy do nước có áp gây ra*

5.5.3. Ví dụ thực tế

Hố móng lầu chủ ở quảng trường Nam Dương Thượng Hải, đào sâu 15,70m, dùng tường liên tục trong đất làm kết cấu quây giữ, dày 1,0m, sâu 30,5m. Theo chiều đứng đặt 3 hàng chống nằm ngang và hệ thống quây hãm bằng bêtông cốt thép. Mặt cắt kết cấu chống giữ và số liệu của các lớp đất xem hình 5.52.

Thử kiểm tra ổn định của hố móng.

Giải:

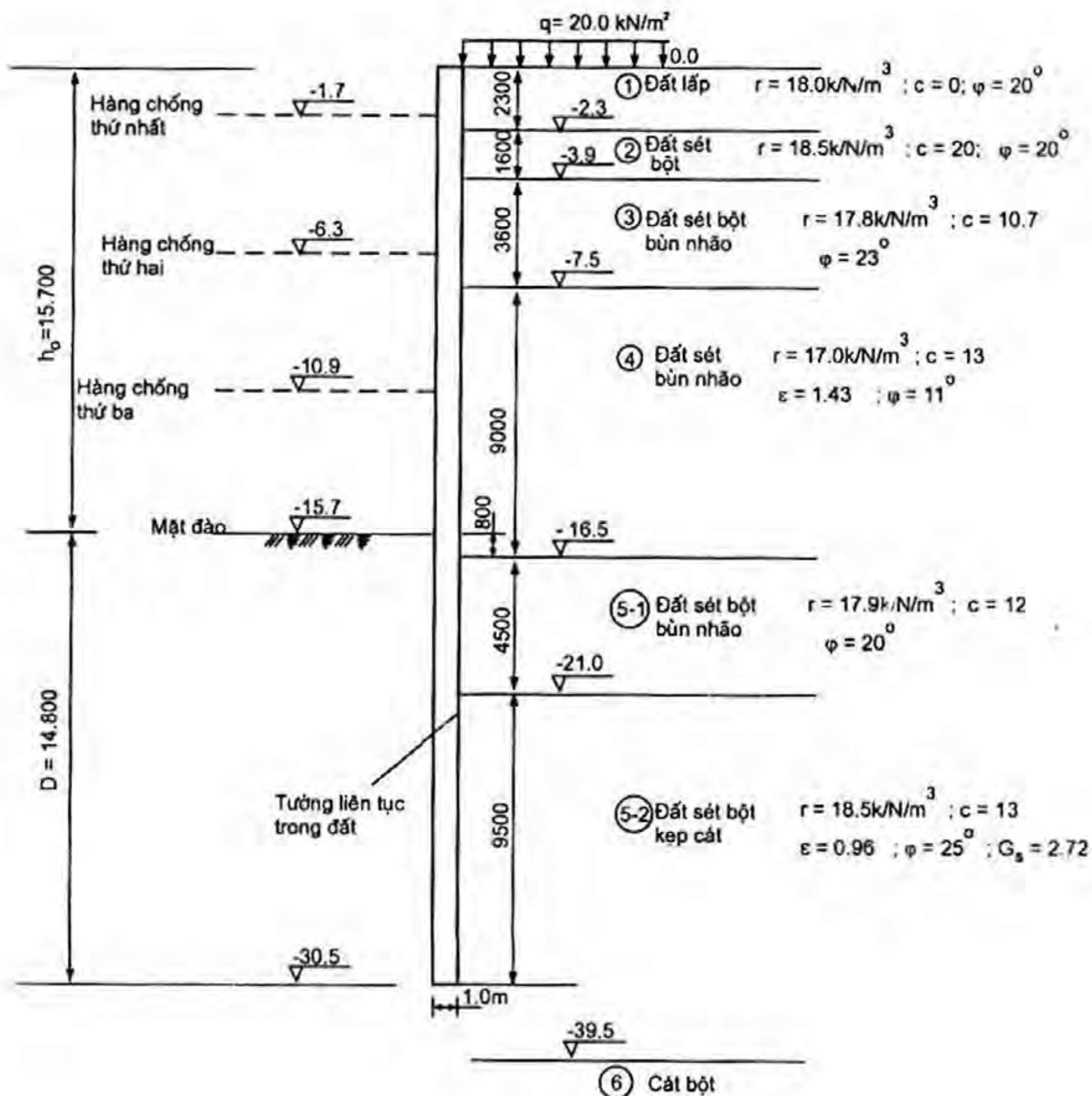
1. Kiểm tra tính ổn định chống trồi của khối đất ở đáy hố móng

a) Theo phương pháp tính chống trồi đồng thời kể đến cả c và φ (công thức 5.106):

$$K_1 = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q}$$

Trong đó:

γ_1 = 17,58 kN/m³, γ_2 = 18,24 kN/m³, H = 15,7m, D = 14,8m,
q = 20 kN/m², c = 13 kN/m², φ = 26°, N_q = 11,851, N_c = 22,249.



Hình 5.52: Mặt cắt tường liên tục trong đất và tình hình địa chất ở quảng trường Nam Dương, Thượng Hải

Thay vào công thức trên tính được $K_L = 6{,}18 > 2{,}5$.

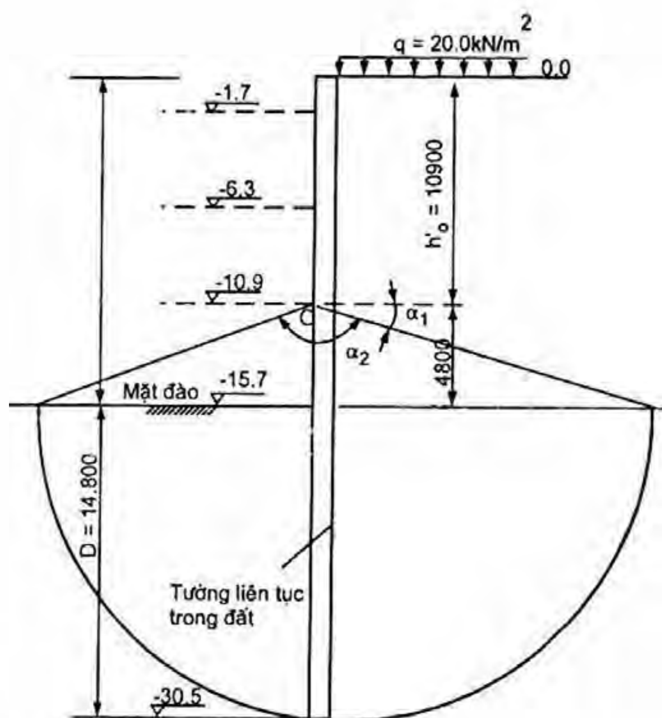
b) Kiểm tra theo công thức tính ổn định chống trồi theo công thức trong "Quy trình thiết kế công trình hố móng ở Thượng Hải", như hình 5.53.

Theo công thức (5.110):

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}}$$

Thay vào: $\gamma = 17{,}85$ kN/m³, $q = 20$ kN/m², $h_o = 15{,}7$m, $h_o' = 10{,}9$m, $D = 14{,}8$m, $\alpha_1 = 0{,}2474$ (rad), $\alpha_2 = 2.647$ (rad), $c = 11{,}968$ kN/m², $\varphi = 19{,}567^o$, $q_f = 214{,}565$ kN/m², $K_a = 0{,}498$, $\tan\varphi = 0{,}355$.

Tính ra: $R_1 = 108920{,}533$ $R_2 = 148088.162$, $R_3 = 757968$; $M_{RL} = 80898{,}724$kN. m; $M_{SL} = 23499{,}159$kN.m; $K_L = 3{,}44 > 2{,}5$.



Hình 5-53: Kiểm tra chống vồng ở đáy hố móng tại quảng trường Nam Dương Thượng Hải

2. *Kiểm tra ổn định chống chảy thấm (hoặc phun trào)*

$$K_s = \frac{i_c}{i}$$

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2,72 - 1}{1 + 1,43} = 0,71$$

$i = \dfrac{h_w}{L}$, lấy mực nước ngầm bên ngoài hố ở dưới mặt đất 0,5m, mực nước hạ xuống ở trong hố dưới đáy hố 1,0m thì:

$$h_w = 16,2\text{m}$$

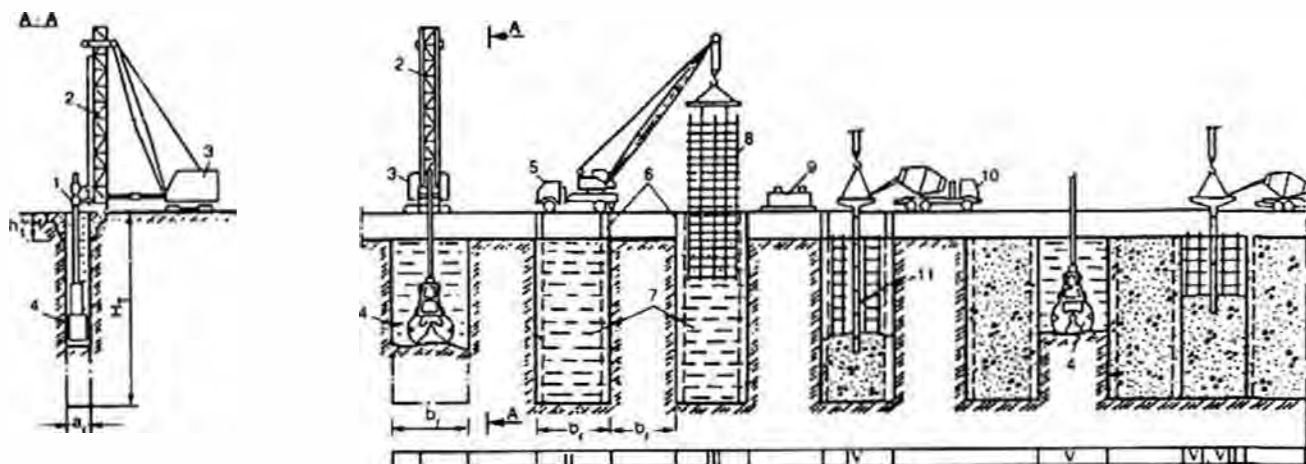
$$L = \Sigma L_h + m\Sigma L_v = [1,0 + 1,5(30 + 13,8)]\text{m} = 66,7\text{m}$$

$$i = \frac{h_w}{L} = \frac{16,2}{66,7} = 0,243$$

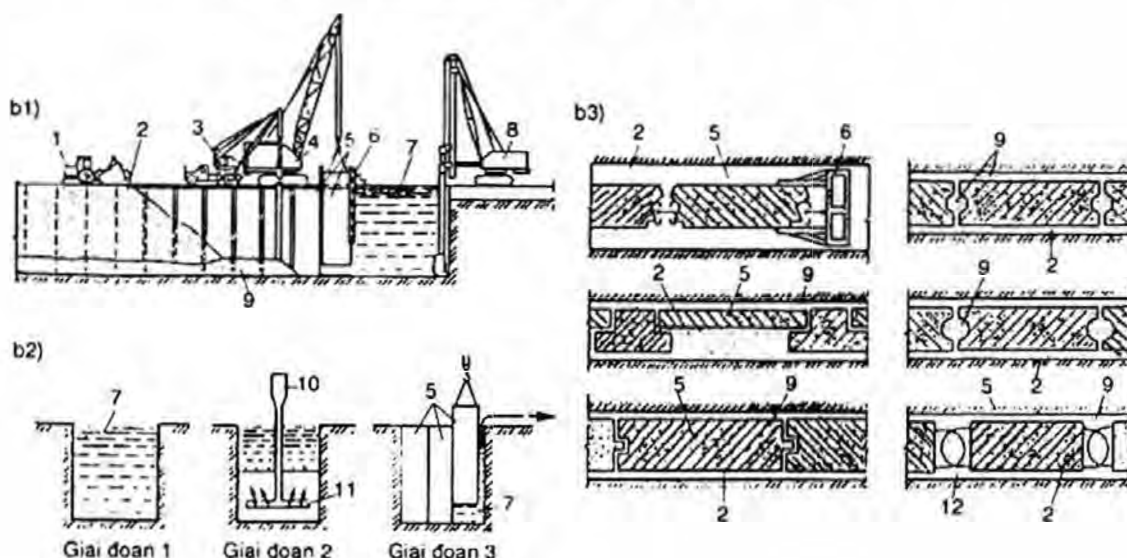
$$K_s = \frac{0,71}{0,243} = 2,92 > 2,0$$

5.6. THI CÔNG TƯỜNG LIÊN TỤC TRONG ĐẤT

Thi công tường liên tục trong đất trên đại thể quá trình công nghệ phải trải qua bẩy bước, tức làm tường dẫn. làm máng, đặt ống nối đầu, cẩu lắp lồng cốt thép, đổ bêtông dưới nước và nhổ ống nối đầu hoàn thành tường..., như thể hiện trên hình 5.54a cho tường BTCT đổ tại chỗ và trên hình 5.54b cho tường BTCT lắp ghép.

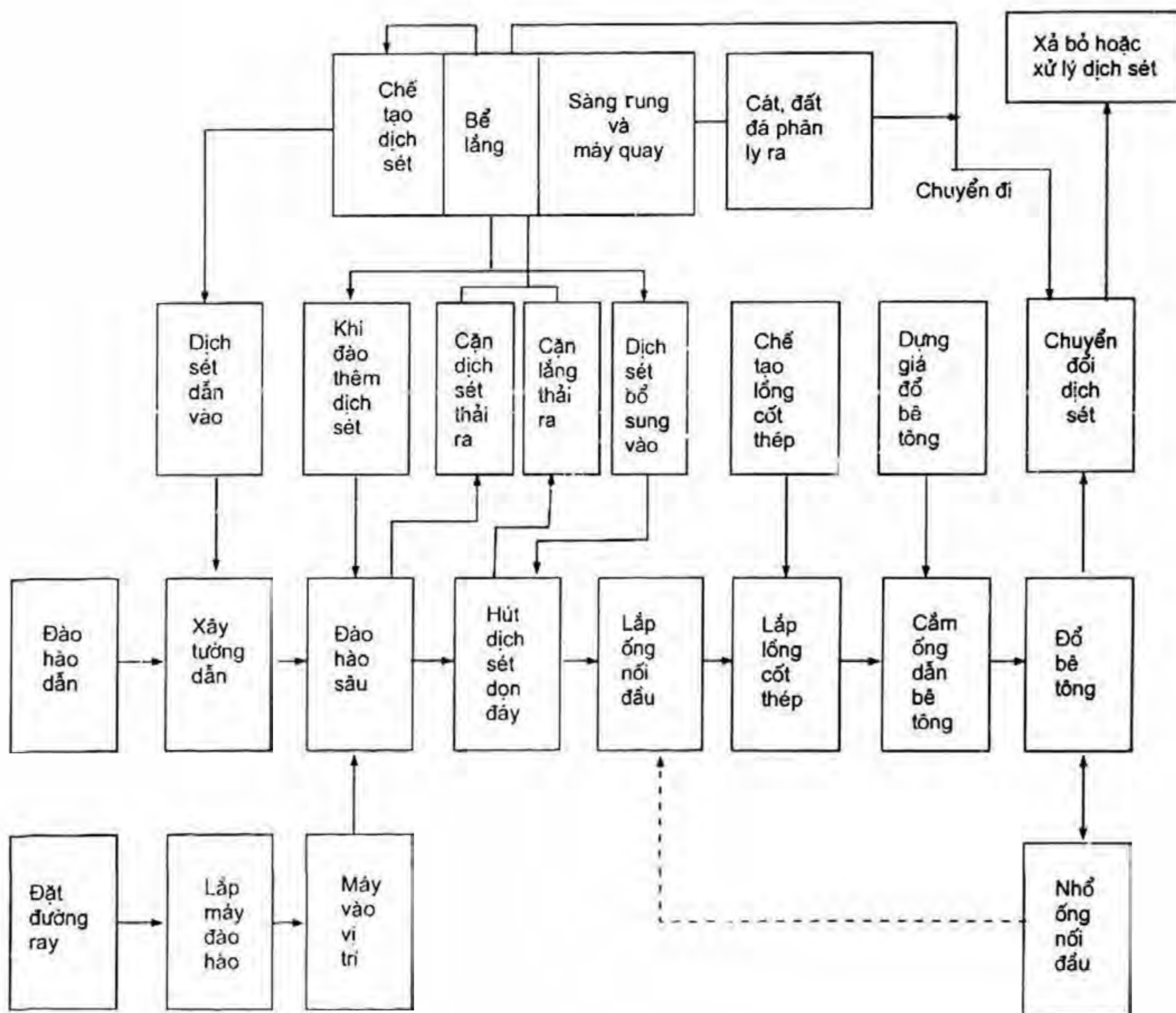


Hình 5.54a: *Sơ đồ công nghệ làm tường BTCT đổ tại chỗ cho công trình ngầm trong hào đào giữ thành bằng dung dịch sét*
I. Đào đất trong dung dịch sét; II. Hạ các cấu kiện chia đoạn; III. Đặt khung cốt thép; IV. Đổ bêtông và rút dần ống đổ; V. Đào khoảng tường giữa; VI. Đặt khung cốt thép; VII. Đổ bêtông vào hào.
1. Cần máy khoan; 2. Giá đỡ máy; 3. Cần trục - máy đào; 4. Gầu ngoạm; 5. Xe cần trục; 6. Cơ cấu mối nối; 7. Dung dịch sét; 8. Khung cốt thép; 9. Gối kê; 10. Xe chở bêtông; 11. Ống đổ bêtông.



Hình 5.54b: *Sơ đồ thi công tường BTCT đúc sẵn cho công trình ngầm (b1,2) và mối nối (b3)*
1. Máy đào; 2. Hỗn hợp cát; 3. Cần trục bánh hơi; 4. Cần trục bánh xích; 5. Tấm tường BTCT; 6. Thanh dẫn hướng; 7. Phần hào giữ bằng dung dịch sét; 8. Máy đào tay với; 9. Vữa ximăng; 10. Phễu; 11. Ống phân phối; 12. Mối nối.

Tường liên tục trong đất bằng bêtông cốt thép đổ tại chỗ có quá trình công nghệ thi công như thể hiện trong hình 5.55. Trong đó, các bước chủ yếu trong quá trình công nghệ thi công tường liên tục trong đất là đặt tường dẫn, chế tạo và xử lí bùn, đào móng sâu, chế tạo và cẩu lắp lồng cốt thép và đổ bêtông trong nước.



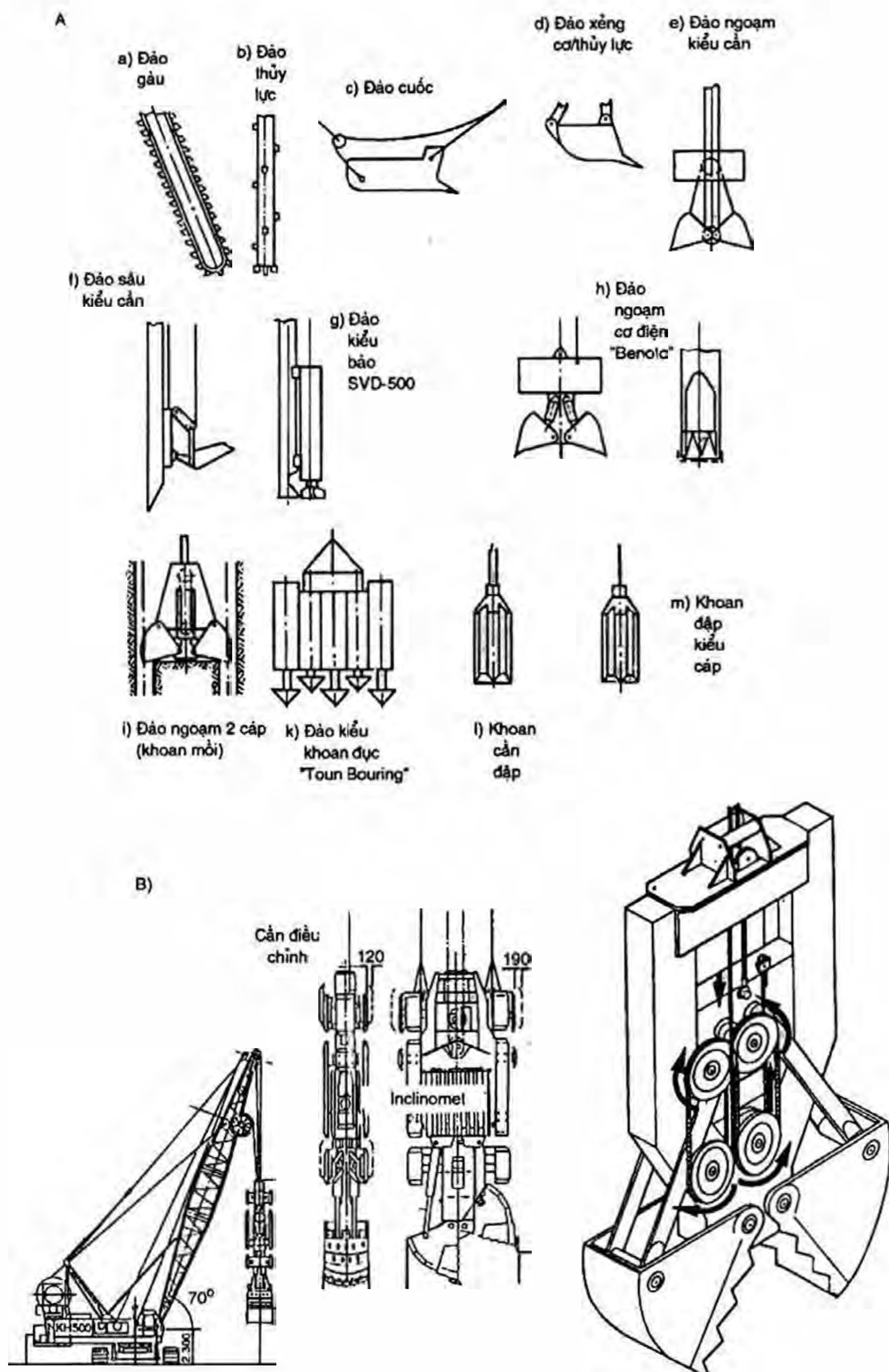
Hình 5.55: Quá trình công nghệ thi công tường liên tục trong đất kiểu bản bằng bêtông cốt thép đổ tại chỗ

5.6.1. Thiết bị thi công tường liên tục trong đất

5.6.1.1. Thiết bị đào hào

Thiết bị đào hào là thiết bị chủ yếu để thi công tường liên tục trong đất, do điều kiện địa chất biến đổi rất lớn, hiện nay vẫn chưa có loại máy thi công nào có thể thích nghi với mọi loại điều kiện địa chất. Do đó, căn cứ vào từng điều kiện địa chất và hiện trường khác nhau để lựa chọn các loại thiết bị thi công đào hào thích hợp là điều cực kì quan trọng.

Máy đào hào hiện nay có thể chia làm 3 loại là kiểu gầu ngoạm, kiểu quay tròn và kiểu xung kích. Phân loại máy xem bảng 5.5 và hình 5.56.



Hình 5.56: Thiết bị đào hào (A) và chi tiết cơ cấu gầu ngoạm kiểu dây cáp (B)

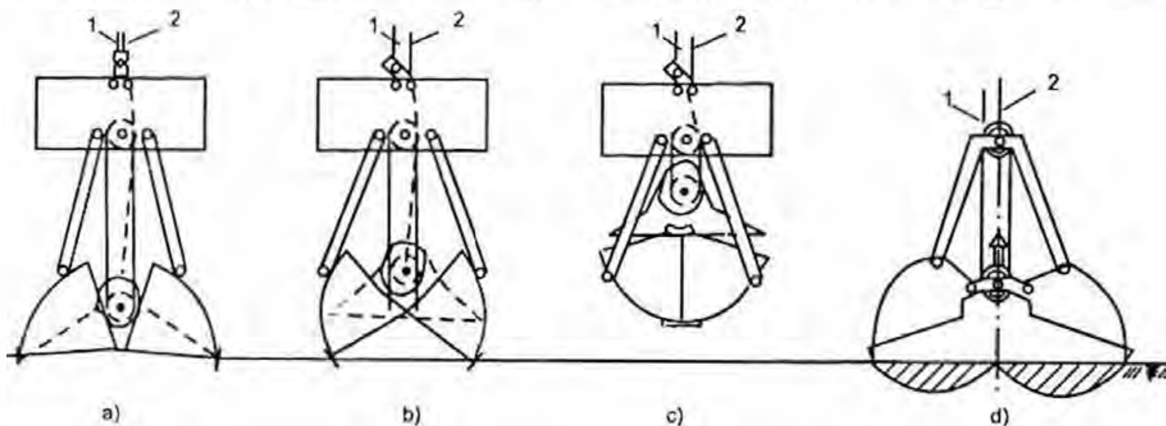
Bảng 5.5. Phân loại các móng làm máng chủ yếu

Phân loại	Phương thức thao tác			Loại máy có tính đại diện
	Bộ phận đào	Thao tác đào đất	Phương thức lên xuống	
Kiểu gầu ngoạm	Gầu ngoạm kiểu con sò	Kiểu cơ giới Kiểu áp lực dầu	Dây cáp Dây cáp thanh dẫn	Gầu ngoạm động lực Trấn Lã Nhật Bản CaSaclan
Kiểu quay tròn	Đầu khoan nhiều trục đứng Đầu khoan nhiều trục ngang	Kiểu phản tuần hoàn	Dây cáp	Khoan nhiều đầu khoan bánh răng BW
Kiểu xung kích	Đục bằng búa tạ	Tuần hoàn thuận Tuần hoàn nghịch	Dây cáp Thanh dẫn	Búa đơn giản tự chế

1. Máy đào hào kiểu gầu ngoạm

Máy đào hào kiểu gầu ngoạm cắt vào khối đất bằng răng gầu, gom đất vào trong thân gầu, rồi mở gầu để nhả đất ra rồi lại quay về vị trí đào đất, lặp lại động tác đi về để hoàn thành công việc làm móng, đây là loại máy làm đất đơn giản nhất.

Hình 5.57 thể hiện quá trình đào đất của máy đào gầu ngoạm dây cáp, hình 5.58 là một kiểu gầu ngoạm áp lực dầu. Gầu ngoạm dây cáp hiệu suất không cao, gầu ngoạm áp lực dầu nâng cao lực ngoạm đất của gầu, do đó hiệu quả làm móng cao hơn.

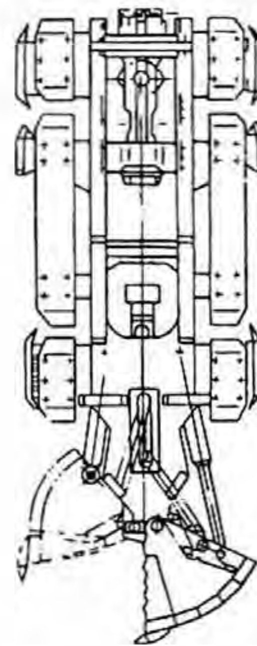


Hình 5.57: Quá trình ngoạm đất của máy đào đất gầu ngoạm dây cáp
a) Thả dây số 1 số 2 cho gầu xuống và mở ra;
b) Thả dây số 1 kéo dây số 2 cho gầu ngoạm đất;
c) Kéo dây số 1 số 2 đóng gầu lại và nâng cao lên; d) Khoảng đào đất.

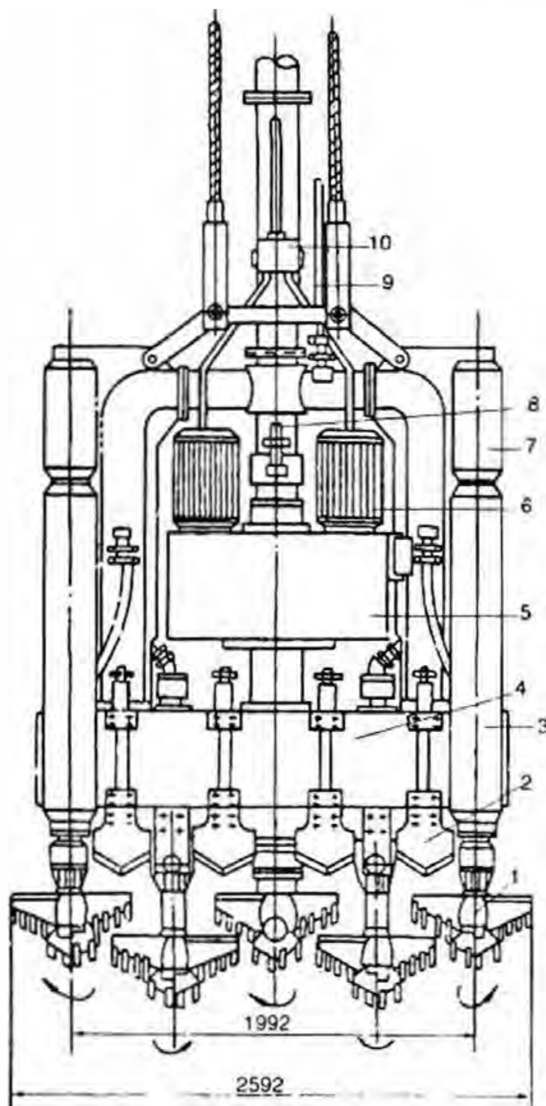
2. Máy đào hào kiểu quay tròn

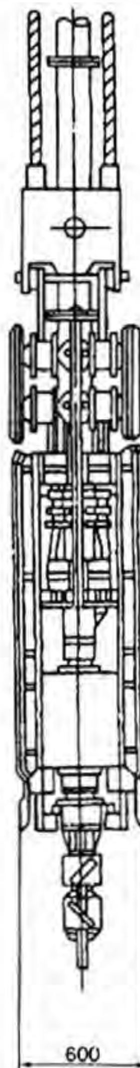
Đào đất bằng đầu khoan quay trên cắt vào khối đất, đất đào ra đi theo dịch sét tuần hoàn chạy lên mặt đất. Quan hệ so với mặt đào có hai loại là đào thẳng và đào ngang. Chia theo số lượng đầu khoan có loại một đầu khoan, loại nhiều đầu khoan, khoan một đầu chủ yếu dùng để khoan lỗ dẫn, khoan nhiều đầu dùng để đào hào.

Khoan nhiều đầu là máy đào hào do Cty Nhật Bản chế tạo, gọi là máy khoan BW. Trung Quốc cũng tham khảo máy khoan BW kết hợp với tình hình Trung Quốc chế tạo ra máy khoan nhiều đầu SF, như hình 5.59. Máy khoan nhiều đầu này là loại may dùng động lực để buông xuống, xả đất bằng dịch sét phản tuần hoàn, điều chỉnh độ đứng và tự động khống chế đào đất bằng điện tử, có tính tiên tiến nhất định.



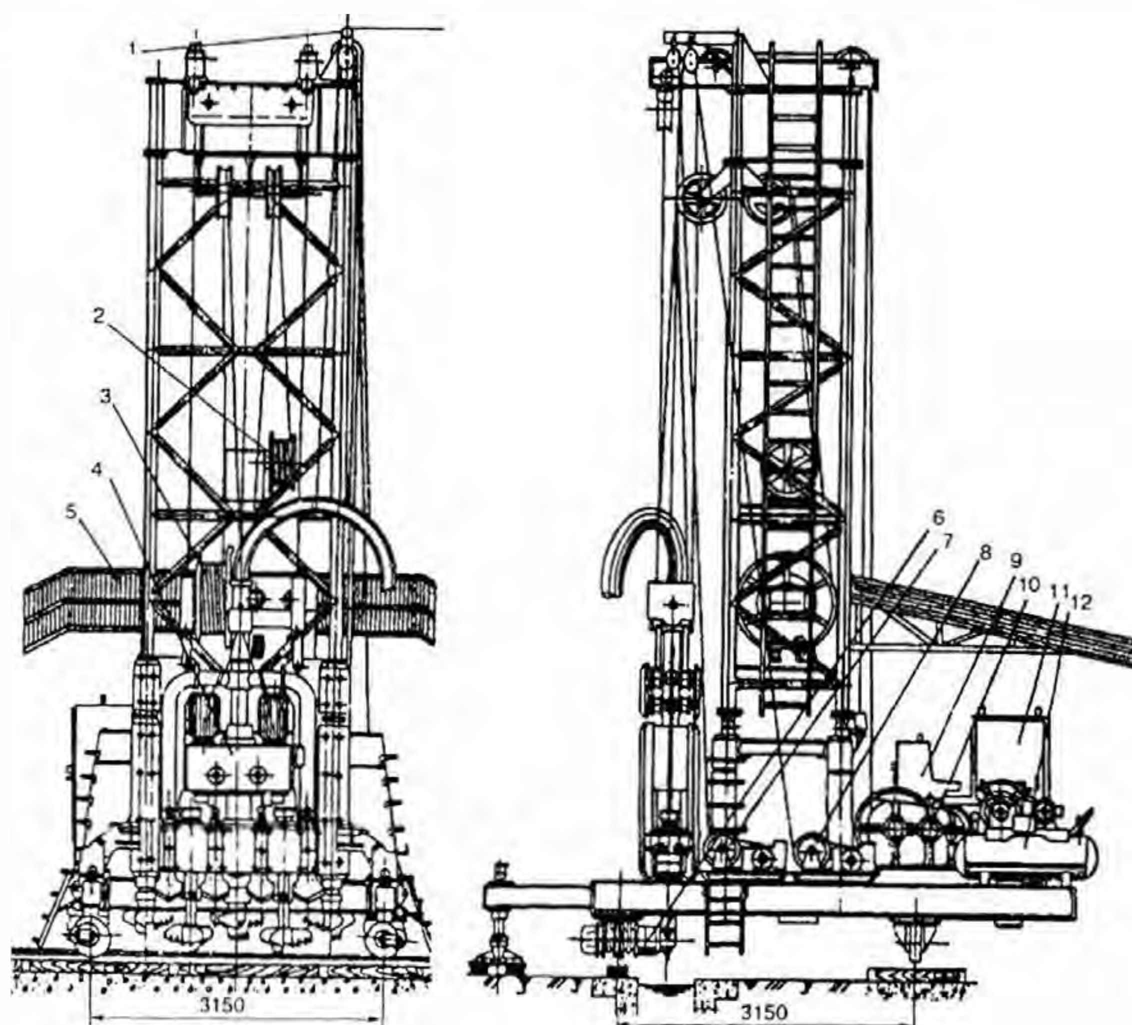
Hình 5.58: Gầu ngoạm áp lực dầu





Hình 5.59: Đầu khoan nhiều đầu kiểu SF.
1. Đầu khoan;
2. Dao cạnh; 3. Bản dẫn;
4. Hộp số; 5. Hộp giảm tốc; 6. Máy khoan trong nước; 7. Bộ nắn thẳng;
8. Ống dẫn khí cao áp;
9. Ống dẫn dịch sét;
10. Đầu nối cáp điện.

Cấu tạo toàn bộ máy xem hình 5.60, tính năng kĩ thuật xem bảng 5.6.



Hình 5.60: *Máy đào hào nhiều đầu khoan*

1. Máy nâng nhỏ; 2, 3. Cuộn dây cáp; 4. Đầu khoan nhiều đầu; 5. Dàn che mưa; 6. Môtơ di chuyển; 7, 8. Tời máy; 9. Bệ thao tác; 10. Tời máy; 11. Hộp điện; 12. Máy nén khí.

Phương pháp đẩy đất của máy tạo lỗ kiểu quay tròn nói chung đều là phản tuần hoàn, bơm đẩy bùn sét là kiểu bơm chìm, công suất tương đối lớn, máy khoan treo vào dây cáp, vừa đẩy bùn vừa hạ xuống, năng lực bơm có thể lựa chọn được, loại lớn có thể hút ra cả đá cuội đá sỏi, tốc độ đào hào rất nhanh, so với các loại máy đào hào khác thì trình độ cơ khí hoá của loại máy này khá cao, chi tiết máy rất nhiều, duy tu bảo dưỡng đòi hỏi trình độ cao, kĩ thuật thành thạo.

3. Máy đào hào kiểu xung kích

Máy đào hào kiểu xung kích có nhiều loại hình dạng đầu khoan, xung kích phá vỡ nền đất bằng vận động lên xuống hoặc vận động đổi hướng sau đó nhờ vào dich sét tuần hoàn để đẩy đất ra ngoài.

Máy khoan xung kích dựa vào lực xung kích của đầu khoan để phá vỡ nền đất, do đó không những thích hợp với những lớp đất bình thường mà còn thích hợp với lớp cuội sỏi. Ngoài ra, đầu khoan vận động lên xuống theo chiều thẳng đứng, cho nên dễ dàng bảo đảm độ chính xác của móng.

Bảng 5.6. Tính năng kĩ thuật của khoan nhiều đầu kiểu SF

Phân loại	Hạng mục	Kiểu SF-60	Kiểu SF-80
Kích thước lỗ khoan	Kích thước ngoại hình (mm)	4340 × 2600 × 600	4540 × 2800 × 800
	Số đầu khoan (cái)	5	5
	Đường kính đầu khoan (mm)	600	800
	Trọng lượng đầu máy (kg)	9700	10200
Năng lực đào	Bề rộng hào (mm)	600	800
	Độ dài 1 lần đào (mm)	2000	2000
	Độ sâu đào theo thiết kế (m)	40 - 60	
	Năng suất đào (m/h)	8,5 - 10,0	
	Độ chính xác đào thẳng đứng	1/300	
Tính năng của máy	Máy khoan chìm (kW)	4 cực 18,5 × 2	
	Tỉ số tốc độ quay	i = 50	
	Tốc độ quay đầu khoan (r/min)	30	
	ϕ trong ống phản tuần hoàn (mm)	150	
	Mômen quay (N.m)	7000	

5.6.1.2. Hệ thống dung dịch sét

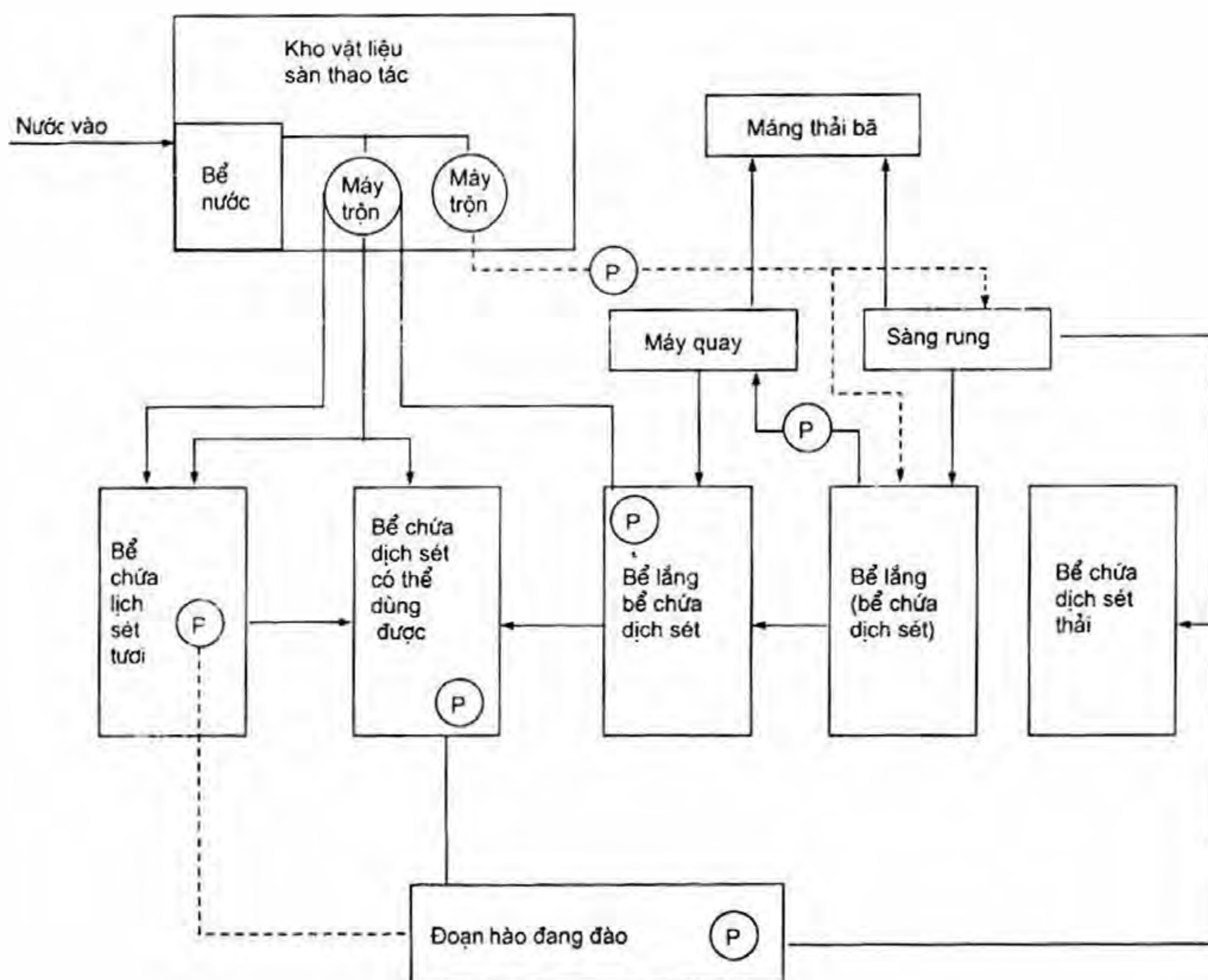
Hệ thống dung dịch sét do ba bộ phận tạo thành là chế tạo dịch sét, xử lí dịch sét và tuần hoàn dịch sét, dây chuyền cơ bản của hệ thống như hình 5.61.

1. Chế tạo dịch sét

Chế tạo dịch sét chủ yếu bằng máy trộn dịch sét. Máy trộn chia làm hai loại theo phương thức trộn: một loại gọi là "máy trộn quay cao tốc", dịch sét với tốc độ cao tạo thành luồng chảy xoáy ốc để trộn; một loại khác gọi là "máy trộn phun" lợi dụng lực dẫn phun nước cao áp hút bentônit vào để trộn. Thường thì loại máy trộn quay được dùng nhiều hơn.

2. Thiết bị xử lí dịch sét

Trong các trường hợp bình thường, sau khi dịch sét từ hào chảy tràn ra mặt đất, trước khi chảy vào bể lắng phải qua sàng rung để xử lí, từ sàng rung phân li ra thành dịch sét và bã, tốt nhất là để cho chúng rơi tự nhiên vào máng thải bã và vào bể lắng.



***Hình 5.61:** Dây chuyền chế tạo dịch sét*

(I) Máy trộn dịch sét; (II) Máy trộn xử lí hoá chất; (P) Bơm tuần hoàn.

3. Hệ thống tuần hoàn dịch sét

Hệ thống tuần hoàn dịch sét được tạo thành bởi ba bộ phận là bơm tuần hoàn, bể chứa dịch sét tuần hoàn và thiết bị thải bã dịch sét.

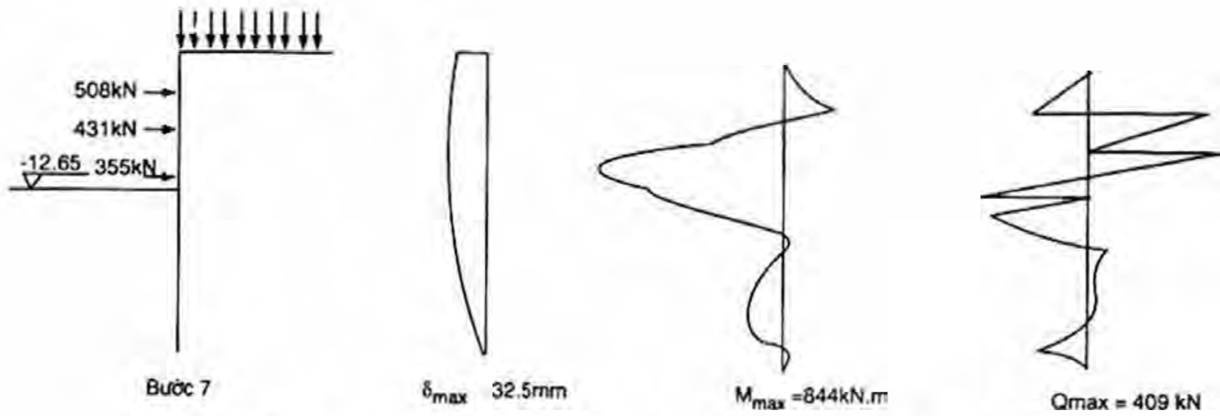
5.6.1.3. Hệ thống đổ bêtông

Thiết bị gia công và cẩu lắp lồng cốt thép

Ống nối đầu thường là hình tròn, cũng có loại ống nối đầu hình vuông hoặc các hình dạng khác (hộp nối đầu).

Đường kính của ống dẫn là 200 - 300mm. Để tiện tháo lắp nên dùng loại ống nối tốc độ nhanh, thường là ống vặn ren ốc.

Sau khi đổ bêtông xong phải dùng máy nhổ ống để nhổ ống lên, có thể dùng loại máy nhổ ống chuyên dụng hoặc cần cẩu loại lớn, búa nhổ cọc kiểu chấn động v.v...



Hình 4.73: Kết quả tính toán sau khi đổ xong bêtông nắp sàn tầng ngầm

Từ hình 4.67 đến hình 4.73 thu được số liệu kết quả tính toán tường chắn và thanh chống là:

Mômen uốn lớn nhất ở thân cọc M = 1139kN.m;

Chuyển vị lớn nhất ở thân cọc δ = 33,2mm (ở chỗ gần đáy hố);

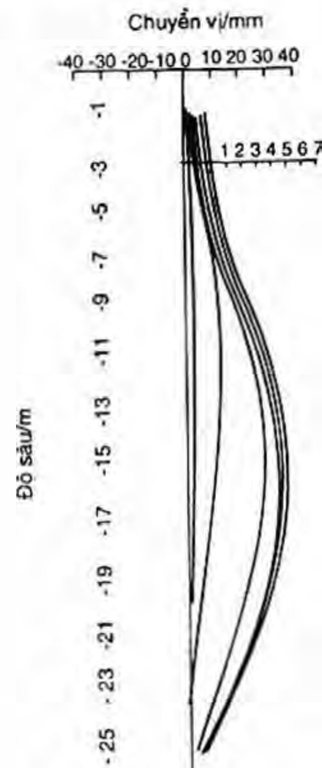
Lực trục lớn nhất ở thanh chống (trị âm là lực nén):

N_1 = -447 kN;

N_2 = -735 kN;

N_3 = -489 kN.

Trong quá trình thi công công trình này có đặt các điểm đo như hình 4.66. Trên hình 4.74 trình bày đường cong thực đo về sự thay đổi của chuyển vị ngang theo chiều sâu tại điểm 14.



Hình 4.74: Kết quả đo về sự thay đổi của chuyển dịch ngang theo chiều sâu của điểm 14

1. Sau khi đặt tầng thanh chống thứ nhất; 2. Sau khi đặt tầng chống thứ 2; 3. Sau khi đặt tầng chống thứ 3; 4. Sau khi đổ xong bản đáy; 5. Sau khi tháo tầng chống thứ 3; 6. Sau khi tháo tầng chống thứ 2; Sau khi tháo tầng chống thứ 1.

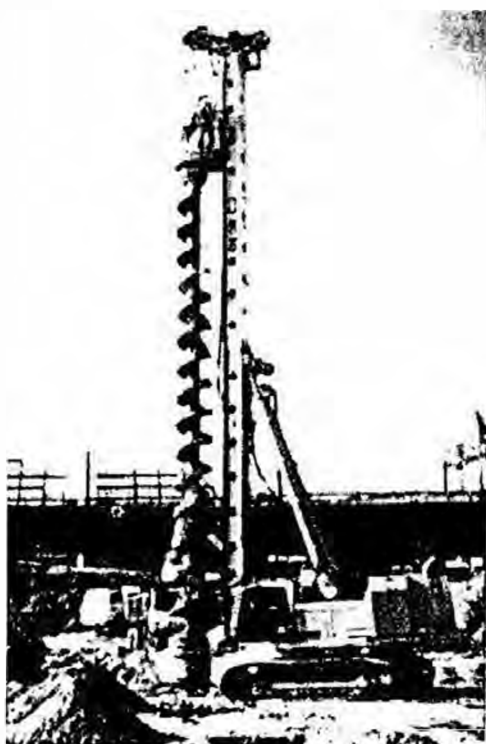
4.6. THI CÔNG CHẮN GIỮ BẰNG CỌC HÀNG

4.6.1. Thi công cọc khoan nhồi

4.6.1.1. Thi công cọc khoan nhồi bằng khoan khô

Với loại cọc nhồi khoan lỗ ở trong các nền đất sét thông thường, đất cát và đất lấp bằng nhân công mà lại ở trên mực nước ngầm thì có thể áp dụng phương pháp thi công làm lỗ khô, tức là khoan mà không dùng dung dịch sét, không tuần hoàn.

Thường làm lỗ bằng máy khoan lỗ guồng xoắn. Máy khoan lỗ guồng xoắn được tổ thành bởi máy chủ, bánh xe, cần khoan xoắn ốc, đầu khoan, giá trượt, bộ chuyển đất v.v... Chủ yếu lợi dụng đầu khoan xoắn cắt vào đất, đất cắt ra quay theo đầu khoan xoắn và chạy men theo lá xoắn để ra ngoài. Loại máy khoan này kết cấu giản đơn, sử dụng tin cậy, thao tác làm lỗ hiệu suất cao, chất lượng tốt, không chấn động, không tiếng ồn, thích hợp nhất với loại đất sét đồng nhất, có thể xuyên qua tầng cát rất nhanh. Máy làm lỗ kiểu guồng xoắn hoặc kiểu gàu khoan như hình 4.75.





Hình 4.75: *Máy khoan bằng guồng xoắn dài (a) và bằng gàu khoan (b) của hãng Bauer (Đức)*

Có rất nhiều loại đầu khoan, các loại thường dùng như hình 4.76, hình 4.77. Tính năng kĩ thuật của máy tạo lỗ có thể tìm hiểu từ các nước như Trung Quốc (LZ-10, LZ-400), Đức (Bauer), Ý (Trevi, Soilmec), Nhật (Sanwa, Hitachi...).

Bảng 5.8. Độ nhớt qua phễu chảy của dịch sét (ở trạng thái tĩnh)

Điều kiện nền đất	Tính năng của dịch sét	Cách xử lí	Trị kinh nghiệm độ nhớt phễu
N ≥ 0 - 2, tầng đất sét yếu, đất bột	Phải tăng thêm độ đặc của dịch sét hoặc tính năng không thấm nước	Dùng đất gốm có hàm lượng cao, độ đặc cao trộn thêm tinh thạch nặng	100 trở lên
Trị N tương đối cao, toàn bộ là đất sét hoặc đất bột	Duy trì độ nhớt và lượng mất nước thấp nhất, chỉ cần đất sét hoặc đất bột không bị rửa đi là được	Nồng độ dịch sét 5% - 6%, trộn thêm một ít CMC	25 - 33
Lớp đất bột thông thường hoặc lớp đất bột có cát	Độ nhớt, cường độ keo tụ, lượng mất nước đều không dùng cao quá	Nồng độ dịch sét 7% - 8%, trộn tương đối ít CMC	30 - 38
Lớp cát thông thường	Độ nhớt, độ keo tụ và lượng mất nước đều dùng trị tiêu chuẩn, màng dịch sét sẽ mỏng và chắc	Nồng độ sét 8% - 10%, trộn CMC	35 - 50
Trị số N của toàn bộ lớp đất tương đối thấp, đất bột chất sét tương đối nhiều	Nồng độ dịch sét tương đối thấp, tăng thêm CMC	Nồng độ dịch sét 7% - 9% trộn khá nhiều CMC	40 - 50
Có nước ngầm chảy ra hoặc chảy ngầm, dự tính là có tầng sụt lở	Tăng lớn độ đặc của dịch sét, nâng cao độ nhớt	Nồng độ dịch sét 10% - 12%, trộn CMC, tinh thạch nặng và chất trộn thêm khác	Trên 80

Ghi chú: *N – Số xuyên tiêu chuẩn.*

Bảng 5.9. Độ nhớt qua phễu chảy của dịch sét (ở trạng thái tuần hoàn)

Phân loại chất đất	Độ nhớt phễu chảy/s
Lớp đất bột ngậm cát	25 - 30
Lớp đất sét chất cát	25 - 30
Lớp đất bột chất cát	27 - 34
Lớp cát	30 - 38
Lớp cát cuội	35 - 44

(3) Lượng mất nước của dịch sét và độ dày của màng sét

Dịch sét ở trong hào chịu tác động của chênh lệch áp lực, một phần nước ở trong dịch sét sẽ thấm vào trong đất, hiện tượng này gọi là dịch sét mất nước, số lượng nước bị thấm đi gọi là lượng mất nước, thường biểu thị bằng lượng nước thấm qua một diện tích nhất định trong thời gian 30 phút, đơn vị là mL/30 phút.

Trong khi dịch sét mất nước, hình thành một lớp keo hạt thể rắn trên thành hào gọi là màng sét, khi lượng mất nước nhỏ, màng sét mỏng và đặc thì có lợi cho việc ổn định thành hào.

(4) Trị pH của dịch sét

Trị pH của dịch sét biểu thị tính kiềm của dịch sét. Độ pH = 7 là tính trung, pH < 7 là tính axit, pH > 7 là tính kiềm. Sét betônit có tính kiềm nhẹ, trị pH thường là 8 - 9,5, trị pH càng lớn tính kiềm càng mạnh, trị pH lớn hơn 11, dịch sét có hiện tượng phân tầng, giảm tác dụng giữ thành.

(5) Độ keo tụ và tính ổn định của dịch sét

Độ keo tụ của dịch sét xác định bằng cách cho 100mL dịch sét vào trong ống đo 100mL, dùng miếng kính đậy lên và để yên sau 24 giờ, quan sát thể tích dịch lắng trong ở phía trên ống đo. Nếu dịch lắng trong là 5mL thì độ keo tụ của dịch sét ấy là 95%, xuất lắng là 5%. Độ keo tụ của dịch sét thường phải lớn hơn 95%.

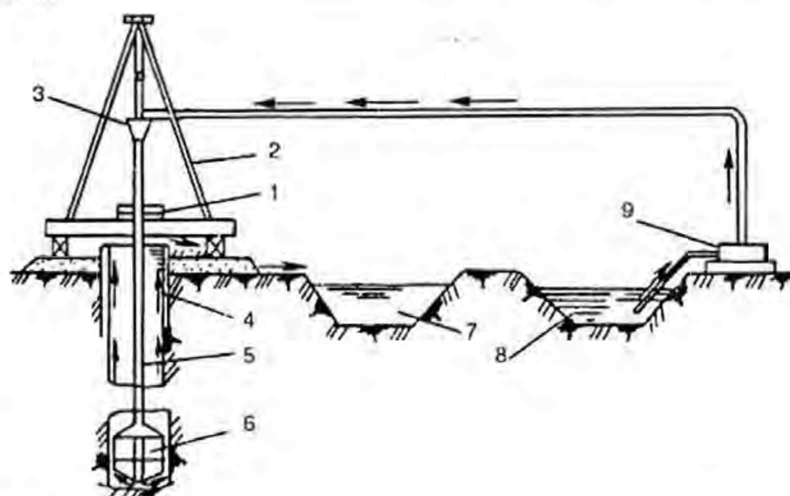
Tính ổn định của dịch sét còn gọi là tính ổn định lắng (kết tủa) là thước đo tính chất lắng dưới tác dụng của lực hút trái đất, nếu tốc độ lắng rất nhỏ, thậm chí có thể bỏ qua không tính, thì gọi hệ thống phân tán ấy là có đủ tính ổn định lắng. Cách đo: cho dịch sét vào đầy ổn định kế (cũng có thể dùng thay bằng ống đo), để yên 24 giờ, lần lượt đo lấy độ đặc của dịch sét ở hai phần trên va dưới, hiệu số giữa độ đặc của dịch sét ở hai phần trên và dưới là biểu thị tính ổn định của dịch sét.

Với loại nền đất yếu thông thường, chỉ tiêu khống chế chất lượng dịch sét như bảng 5.10.

Bảng 5.10. Chỉ tiêu khống chế chất lượng dịch sét

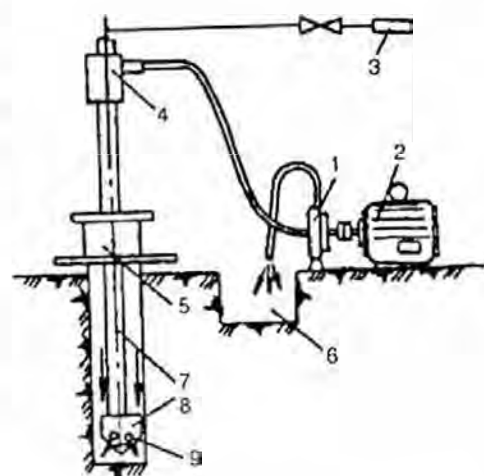
Tên chỉ tiêu	Dịch sét mới chế tạo	Dịch sét tuần hoàn qua sử dụng
Độ nhớt	19 - 21s	19 - 25s
Độ đặc/mật độ	< 1,05	< 1,20
Lượng mất nước	< 10mL/30 min	< 20mL/30 min
Độ dày màng sét	< 1mm	< 2,5mm
Tính ổn định	100%	-
Độ pH	8 - 9	< 11

Máy khoan quay làm lỗ bằng cách lợi dụng sức quay cắt vào đất và khoan xuống. đồng thời với việc khoan đẩy đất ra, tiếp tục khoan xuống để tạo lỗ. Máy khoan quay hiện nay căn cứ vào sự khác nhau về trình tự tuần hoàn dịch sét để chia làm 2 loại là tuần hoàn thuận và tuần hoàn nghịch. Gọi là tuần hoàn thuận tức là đồng thời với việc khoan vào sẽ có máy bơm hút đẩy dịch sét vào vòi dẫn rồi qua ruột cần khoan phun vào trong lỗ. Dịch sét có đất khoan dâng lên theo lỗ khoan cho tới lỗ cửa ở trên đỉnh rồi chảy vào bể lắng, đất cặn đọng lại ở đấy, còn dịch sét thì vẫn đi vào trong bể chứa để tuần hoàn sử dụng như hình 4.79.



Hình 4.79: Máy khoan quay tuần hoàn thuận
1. Máy khoan; 2. Giá khoan; 3. Đầu vòi hứng dịch sét; 4. Ống giữ; 5. Cần khoan; 6. Đầu khoan; 7. Bể lắng; 8. Bể bùn; 9. Máy bơm dịch sét

Tuần hoàn nghịch khác tuần hoàn thuận là trình tự ngược nhau, dùng bơm để đẩy dịch sét vào trong lỗ, sau đó hút vào trong đầu khoan ở bên dưới của cần khoan, bùn đất thông qua cần khoan và bơm cát đá để vào bể lắng, sau khi lắng xuống lại đưa vào sử dụng tuần hoàn (hình 4.80). Phương pháp tuần hoàn nghịch có 2 kiểu hút dịch sét, tức là bơm tuần hoàn nghịch và không khí đẩy dịch sét lên. Bơm tuần hoàn nghịch khi đầu trên của ống khoan có ống mềm nối với bơm li tâm, lúc hút thì đầu tiên dùng bơm chân không hút không khí từ trong ống mềm và ống bơm ra, rồi cho chạy bơm li tâm hút dịch sét. Không khí đẩy dịch sét lên tức là thổi không khí nén vào chỗ gần đầu đáy của ống khoan, tạo ra một hỗn hợp không khí và dịch sét với mật độ tương đối nhỏ, tạo thành một chênh lệch mật độ giữa trong và ngoài ống, từ đó, tạo ra một luồng chảy từ dưới lên ở trong ống.



Hình 4.80: Sơ đồ nguyên lí khoan quay tuần hoàn nghịch
1. Bơm cát đá; 2. Môtơ; 3. Bơm chân không; 4. Đầu nước; 5. Bo quay; 6. Bể lắng; 7. Cái khoan; 8. Đầu khoan. 9. Cửa vào của dung dịch.

Máy bơm quay tuần hoàn thuận thường hay lấy máy khoan địa chất thuỷ văn có bệ quay hiện đang có rồi cải tạo một số bộ phận như mở rộng bệ đáy, tăng thêm bộ phận di động v.v... Bảng 4.15 nêu một số tính năng kĩ thuật chủ yếu của mấy loại máy bơm quay tuần hoàn thuận của Trung Quốc.

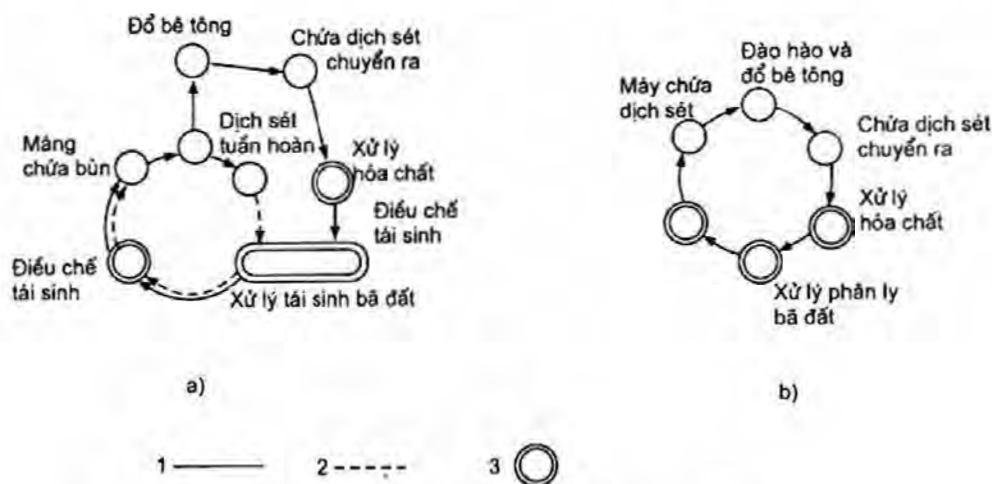
Bảng 4.15. Tính năng kĩ thuật chủ yếu của máy bơm quay tuần hoàn thuận (Trung Quốc)

Tính năng \ Loại máy		SPJ-300	SPC-300H	GJC-40H	Sao đỏ 300	Sao đỏ 400
Đường kính lỗ khoan/mm		500	500; 700	500-1700; 700	560-400	650
Độ khoan sâu/m		300	200-300; 80	300-40; 80	300	400
Đường kính cần khoan/mm		89	89	89	89; 114	114
Bệ quay	Đường kính lỗ thông/mm	300	505	505		
	Tốc độ quay thuận/r mm^{-1}	40; 70; 128	52; 78; 123	40 - 123	21; 34; 61; 83	22; 59; 80; 120
	Tốc độ quay ngược/r mm^{-1}	40; 70; 128	40	32 - 40	21; 43; 61; 83	22; 59; 80; 120
Tời chủ	Lực nâng lớn nhất/kN	29,4	29,4	29,4	19,6	29,4
	Tốc độ nâng/$m.s^{-1}$	0,67; 1,16; 2,08	0,72; 1,42; 2,04		0,37; 0,75; 1,07; 1,46	0,5; 1,1; 1,58; 2,13
Tời phụ	Lực nâng lớn nhất/kN	19,6	19,6	19,6 (3)	4,9	9,8
	Tốc độ nâng/$m.s^{-1}$	0,46; 0,8; 1,44	0,37; 0,7; 1,0		0,43; 0,72; 1,01; 1,41	0,5; 1,45; 2,0; 3,13
Tháp khoan	Độ cao/m	10,5	11	11	9,4	11
	Tải trọng xác định/kN	235	147	117	196	245
Bơm dịch sét	Nhãn mác	BW-870	BW-600/30	BW-1000/30		
	Lưu lượng/$L.min^{-1}$	870; 600	600	1000	600	1000; 670
	Áp lực/MPa	1,96; 2,91	2,94	1,47	1,18	1,31; 2,91
Máy động lực	Nhãn mác	4135T; J03-200	6135Q (6120Q-1)	6135Q		J02-82 - 4 02-82 - 6
	Công suất	80HP; 40kW	160HP	160HP	40kW	40kW; 30kW
Trọng lượng máy chủ/t					9,0	9,7
Trọng lượng máy khoan/t		11	15	17	10,46	10,6
Kích thước máy khoan	Trạng thái làm việc/mm				4400 × 3000 × 13500	5420 × 2690 × 12700
	Trạng thái di chuyển/mm	11700 × 2450 × 2670	10850 × 2470 × 3550	1085 × 2470 × 3550	9200 × 2500 × 3000	9900 × 2690 × 3700
Hãng sản xuất		Nhà máy mỏ Thượng Hải	Nhà máy cơ khí mỏ Thiên Tân		Nhà máy cơ khí khảo sát Trịnh Châu	

4. Xử lí tái sinh dịch sét

Trong khi thi công tường trong đất, dịch sét tiếp xúc với cát, đất, bêtông và nước ngầm, làm cho bentônit, các chất trộn... có thể bị hao hụt đi, mặt khác lại có thể bị lẫn vào một ít bã đất và ion chất điện giải làm cho chất lượng dịch sét kém đi.

Dịch sét kém chất lượng này phải qua xử lí tái sinh, tức là phải cho thêm vào một số phụ gia để trở lại đạt yêu cầu thiết kế rồi mới đưa vào sử dụng lại; Một phần nước dịch sét phế thải thì chuyển ra ngoài bỏ đi. Dây chuyền xử lí tái sinh dịch sét xem hình 5.64. Trong đó quan trọng nhất là hai khâu phân li bã đất và xử lí tái sinh hoá chất.



Hình 5.64: *Dây chuyền xử lí tái sinh dịch sét*
a) Phương pháp tuần hoàn; b) Phương pháp tĩnh;
1. Đường đi sau khi đào hào; 2. Đường đi trong khi đào; 3. Công việc xử lí.

1) Phân li bã đất: có hai phương pháp là xử lí lắng chìm trọng lực và xử lí cơ giới tốt nhất là hai phương pháp kết hợp sử dụng. Trước tiên xử lí lắng chìm trọng lực, lợi dụng sự chênh lệch về độ đặc của dịch sét và bã để cho bã lắng xuống, sau đó dùng sàng rung và máy quay cho các hạt có trọng lượng lớn và độ đặc lớn phân li ra;

2) Xử lí sinh hoá chất dịch sét nhiễm bẩn: Dịch sét từ chỗ đổ bêtông chuyển ra, do có lẫn bã đất và do tiếp xúc với bêtông nên bị kém chất lượng. Khi trong dịch sét có ion dương, nó sẽ bị hút bề mặt các hạt sét bentônit, hạt đất sẽ dễ bị dính với nhau, tăng thêm xu hướng keo tụ của dịch sét. Khi trong dịch nổi ximăng có rất nhiều ion canxi, đổ bêtông có thể làm cho dịch sét bị keo tụ, hiện tượng này làm yếu việc tạo thành màng sét, cũng tức là làm giảm tính ổn định của thành hào; Độ nhớt tăng cao, bã đất khó phân li hơn; lực cản dòng chảy trong bơm và trong đường ống tăng lớn. Muốn cải tạo dịch sét bị nhiễm bẩn nói trên, có thể sử dụng chất phân tán. Đối với dịch sét từ chỗ đổ bêtông chuyển ra, sau khi qua xử lí hoá chất và xử lí phân li bã đất là có thể điều chế tái sinh và đưa vào sử dụng lại.

5.6.2.3. Đào hào

Đào hào là công việc then chốt trong thi công tường liên tục trong đất. Bởi vì, hình dạng thành hào căn bản sẽ quyết định ngoại hình của thân tường, do đó, độ chuẩn xác khi đào hào sẽ là một khâu quan trọng để bảo đảm chất lượng tường liên tục trong đất. Đồng thời, đào hào ước chiếm tới một nửa thời gian thi công tường liên tục trong đất, do đó, nâng cao năng suất đào hào sẽ có thể tăng nhanh tiến độ thi công.

1. Phân chia từng phần đoạn hào

Khi thi công tường trong đất, trước tiên phải phân chia tường theo chiều dài thân tường thành nhiều đoạn thi công với một độ dài nào đó.

Việc lựa chọn độ dài đoạn hào, về mặt lí luận, trừ khi nó nhỏ hơn kích thước độ dài của máy đào hào thì không thể thi công được, còn mọi độ dài đều có thể thi công được mà lại càng dài càng tốt, vì như vậy có thể giảm bớt mối nối của tường (vì mối nối là khâu yếu của tường trong đất), từ đó có thể nâng cao khả năng chống thấm và tính hoàn chỉnh của tường. Nhưng trên thực tế, độ dài đoạn hào lại chịu sự hạn chế của nhiều nhân tố, khi xác định độ dài này phải tổng hợp xem xét các nhân tố sau đây:

(1) Điều kiện địa chất: Khi lớp đất không ổn định, để phòng sụt lở thành hào, phải giảm bớt độ dài đoạn hào, nhằm rút ngắn thời gian làm móng;

(2) Tải trọng mặt đất: Nếu xung quanh gần có công trình xây dựng cao to hoặc có tải trọng mặt đất lớn, cũng phải rút ngắn độ dài đoạn hào, nhằm rút ngắn thời gian đào đoạn hào và thời gian lộ thiên của đoạn hào;

(3) Khả năng cẩu nâng của cần trục: Căn cứ vào khả năng cẩu nâng của cần trục để dự tính trọng lượng và kích thước của lồng cốt thép, từ đó mà tính ra độ dài đoạn hào;

(4) Khả năng cung cấp bêtông trong đơn vị thời gian: Trong trường hợp bình thường, toàn bộ lượng bêtông của một chiều dài đoạn hào nên được đổ hết trong 4 giờ, tức:

$$\text{Độ dài đoạn hào} = \frac{\text{Lượng cấp bê tông lớn nhất trong 4 giờ}}{\text{Bề rộng} \times \text{Bề sâu}}$$

(5) Dung tích của bể (thùng) dich sét: Trong trường hợp bình thường thì dung tích của bể (thùng) phải không nhỏ hơn 2 lần dung tích của mỗi đoạn hào.

Ngoài ra, khi phân chia đoạn hào, còn phải xem xét đến vị trí mối nối giữa các đoạn hào, trong trường hợp bình thường thì mối nối nên tránh ở những chỗ góc quay và những chỗ tường trong đất nối tiếp với kết cấu bên trong, nhằm bảo đảm cho tường liên tục trong đất có tính chỉnh thể tương đối cao. Độ dài đoạn hào thường lấy từ 3 - 8m, nhưng cũng có khi lấy 10m hoặc thậm chí dài hơn nữa.

2. Độ dài đào hào nhỏ nhất của máy đào

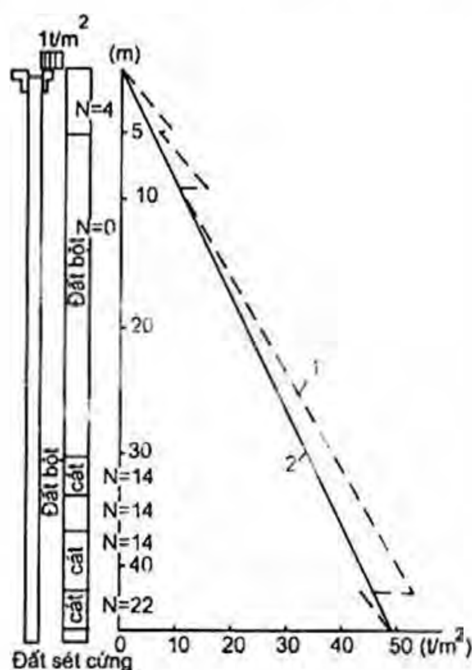
Độ dài đào đất của máy đào có liên quan với kiểu máy đào, căn cứ vào độ dài đơn vị có thể đào được để quyết định độ dài đoạn hào, bảng 5.12 là độ dài đào nhỏ nhất của các loại máy đào

Bảng 5.12. Độ dài đào hào nhỏ nhất của các loại máy đào

Kiểu máy đào	Độ dài đào hào nhỏ nhất/m
Gầu ngoạm kiểu trọng lực	2,5 - 2,8
Gầu ngoạm áp lực thuỷ lực	2,2 - 3,0
Khoan nhiều đầu	2,0 - 2,4
Khoan xung kích	1 - 2 lần độ dầy của tường

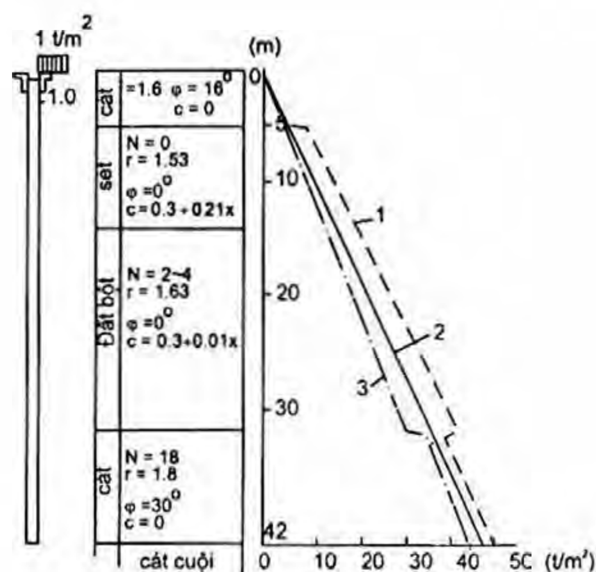
3. Ổn định thành hào

Khi thi công tường trong đất, trước sau phải lo duy trì cho được ổn định thành hào, kể từ khi bắt đầu đào cho đến khi hoàn tất đổ bêtông, không được xẩy ra sụt lở thành hào. Sự ổn định của thành hào chủ yếu nhờ vào áp lực nước tĩnh của dịch sét, vấn đề này về mặt lí luận chưa được giải quyết thấu đáo. trước mắt, mới chỉ có thể so sánh giữa áp lực nước tĩnh của dịch sét với áp lực đất tính theo lí luận rồi từ đó phán đoán sự ổn định của thành hào. Hình 5.65 là ví dụ thực về đào hào cho một công trình trên nền đất yếu, so sánh giữa áp lực đất tính theo lí thuyết áp lực đất Rankine với áp lực nước tĩnh của dịch sét giữ thành, tức lấy (áp lực nước tĩnh của dịch sét)/(áp lực đất + áp lực nước) để làm hệ số an toàn. Từ hình vẽ có thể thấy, công trình tường trong đất này là không được an toàn lắm. Hình 5.66 là tường trong đất của một công trình nhà máy xử lí nước bẩn thì toàn bộ áp lực đất đã vượt quá áp lực nước tĩnh của dịch sét, nhưng nếu xét cả hiệu ứng vòm cung của hào thì có thể xem là vẫn an toàn.



Hình 5.65: Quan hệ giữa áp lực đất trong lớp đất yếu với áp lực nước của dịch sét tĩnh

1. Áp lực đất của tường trong đất; 2. Áp lực dịch sét (tỉ trọng 1.13)



Hình 5.66: Tình hình ổn định thành hào của nhà máy xử lí nước bẩn

1. Áp lực đất (khi mực nước ngầm là -1m, tính toàn bộ tác dụng của áp lực nước);
2. Áp lực dịch sét (tỉ trọng 1.13);
3. Tính cả tác dụng vòm của đất.

Dịch sét giữ thành hiện nay vẫn là phương pháp chủ yếu để bảo đảm ổn định thành hào, khi thi công tường trong đất, lựa chọn vật liệu và tỉ lệ trộn thoả đáng, bảo đảm dịch sét có tính năng tốt, duy trì được cân bằng với áp lực bên ngoài thì vẫn có thể giữ được thành hào ổn định. Nhưng trong thực tế, thời gian dịch sét giữ trong hào kéo dài thì tính chất dịch sét sẽ bị thay đổi. Ví dụ, do bã đất lắng đọng lại làm giảm độ đặc của dịch sét; do tác động của ion dương làm cho dịch sét xấu đi, làm cho nước thấm qua áo sét tăng lên, làm cho mặt dịch sét hạ thấp xuống... Do đó, mặc dù áp lực đất nền và áp lực nước ngầm không đổi, nhưng nếu để thời gian dài quá thì vẫn phải điều chỉnh chất lượng của dịch sét, chú ý sự biến đổi của mặt nước dịch sét và mực nước ngầm, đề phòng nước mưa chảy vào trong.

4. Những điều trọng yếu khi đào hào

Trong quá trình đào hào, phải đặc biệt chú ý mấy điều sau đây để bảo đảm việc đào tiến triển thuận lợi:

1) Đảm bảo hiện trường bằng phẳng và khả năng chịu lực của lớp đất trên mặt. Trên hiện trường thi công có các loại máy đào, cần trục, xe trộn bêtông hoạt động, nhất thiết phải bảo đảm các loại máy này hoạt động bình thường.

2) Điều chỉnh và thường xuyên đảm bảo độ thẳng đứng của máy đào.

3) Kịp thời cung cấp dịch sét giữ thành có chất lượng đủ tin cậy.

4) Khoan lỗ dẫn hướng trước. Với loại máy đào theo kiểu gầu ngoạm trọng lực, nếu người thao tác thiếu kinh nghiệm hoặc khi nền đất không tốt có thể khoan lỗ trước để dẫn hướng, điều đó rất có lợi cho việc đặt ống nối đầu.

5) Khi đào hào, trong nền đất lấp hoặc trong đất xấu quá, có thể phải xét đến việc bơm vữa gia cố để tránh bị sụt lở thành hố.

6) Tăng cường việc dọn dịch sét ở đáy hào. Có hai phương pháp dọn dịch sét thường dùng là phương pháp lắng đọng và phương pháp thay đổi. Phương pháp lắng đọng là sau khi bã đất đã lắng xuống đáy hố thì dọn sạch đáy; Phương pháp thay đổi là sau khi kết thúc đào hào thì dọn kĩ đáy hào ngay sau đó dùng dịch sét mới thay thế cho dịch sét cũ trong hào, làm cho độ đặc của dịch sét trong hào dưới 1,15. Ở Trung Quốc, hay dùng phương pháp thay đổi dịch sét để làm lạnh cặn lắng ở đáy hào.

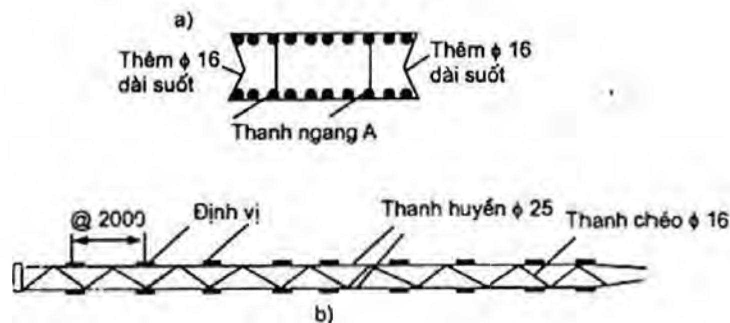
5.6.2.4. Những điều trọng yếu khi thi công bêtông cốt thép

1. Gia công và cẩu lắp lồng cốt thép

Căn cứ vào kích thước thiết kế của cốt thép trong thân tường liên tục trong đất và tình hình cụ thể của đoạn hào để quyết định bản vẽ chế tạo lồng cốt thép. Hình 5.67 là sơ đồ cấu tạo lồng cốt thép. Lồng cốt thép tốt nhất là chế tạo thành một khối liền cho một đoạn móng.

Khi ghép buộc lồng cốt thép phải xác định trước vị trí cắm ống dẫn, chừa lại không gian đủ dùng, bởi vì không gian của phần này phải thông suốt từ trên xuống cho nên xung quanh phải tăng thêm cốt đai, cốt liên kết để gia cố. Ngoài ra, để cho cốt thép không kẹp vào ống dẫn, phải cho cốt chủ dọc đặt ở bên trong còn cốt phụ ngang thì

đặt ở bên ngoài. Khi đặt cốt dọc trong hào phải cách đáy hào 0,1 - 0,2m, đầu dưới của cốt dọc phải hơi bẻ vào trong, cự li nhỏ nhất của cốt thép phải bảo đảm từ 100mm trở lên.



Hình 5.67: Sơ đồ cấu tạo lồng cốt thép
a) Mặt cắt ngang; b) Mặt cắt dọc.

Để bảo đảm lớp bảo vệ có đủ độ dày quy định, có thể hàn ở mép ngoài lồng những đệm định vị uốn bằng thép dẹt để cố định vị trí của lồng cốt thép. Trước đây có dùng - đệm bằng vữa ximăng nhưng khi hạ lồng xuống thì dễ bị hỏng và dễ làm sứt mặt thành hố. Đệm định vị đặt ở cả hai bên trong và ngoài, theo chiều ngang phải có từ 2 đệm trở lên, theo chiều đứng thì khoảng 5m một đệm.

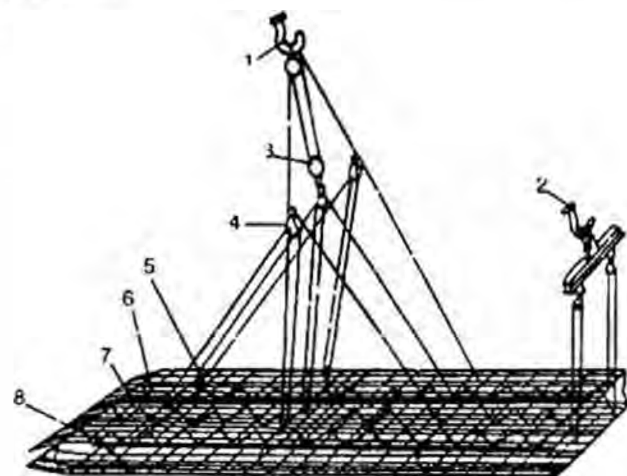
Trừ trường hợp đặc biệt, độ dài lồng cốt thép thường không dài quá 10m. Nếu không thì phải chia đoạn rồi nối lại, đầu nối nên có buộc thanh hàn nối là thích hợp, đầu nối phải đặt ở chỗ ứng suất nhỏ hơn. Khi lồng cốt thép dài quá phải có chống chéo cánh kéo để gia cố.

Khi lồng cốt thép nối liền với các kết cấu khác, các cốt chừa sẵn phải uốn cụp lại rồi đậy kín bằng nhựa xốp, chờ sau khi đổ bêtông xong và sau này khi đào hố sẽ định vị lại.

Lồng cốt thép ở chỗ góc quay của tường trong đất phải chế tạo thành hình chữ L, đầu nối không được để ở đúng chỗ góc quay mà phải để ở chỗ tường thẳng.

Trước khi hạ lồng cốt thép, nhất định phải dọn sạch cặn lắng dưới đáy hố, các chỉ tiêu của dịch sét ổn định phải phù hợp quy định.

Khi cẩu lồng cốt thép lên, ở phần đầu lồng phải dùng một cái dầm ngang để gánh có độ dài hợp với kích thước của lồng, dây cáp phải móc vào 4 góc. Để cẩu lồng không bị biến dạng uốn cong, thường dùng hai cần cẩu cùng làm việc (cũng có thể dùng một cần cẩu với 2 móc cùng làm việc), một móc cẩu ở đầu (móc 2), một móc cẩu ở phần giữa (móc 1), xem hình 5.68.



Hình 5.68: Hai móc cẩu lắp lồng cốt thép
1, 2. Móc cẩu; 3, 4. Bánh xe; 5. Mỏ móc; 6. Đầu dưới lồng cốt thép bẻ lệch vào trong; 7. Khung dọc; 8. Khung ngang.

Để cho lồng không bị đung đưa khi cẩu lên, đầu dưới lồng có thể dùng thừng buộc vào cho người điều chỉnh.

Khi thả lồng cốt thép vào trong hào điều quan trọng nhất là phải nhằm cho trúng trung tâm của đoạn hào. Nhất thiết phải chú ý không để do cẩu chệnh choạng hoặc gió đung đưa làm cho lồng bị va hỏng mặt thành hào. Khi thả mà thấy lồng không xuống được thì nhất thiết phải nâng lên để làm rõ nguyên nhân, có biện pháp khắc phục rồi mới thả tiếp, nếu không thì lồng dễ bị biến dạng, mặt thành hào cũng dễ bị va quệt và sinh ra rất nhiều đất ở đáy hố.

2. Những điều trọng yếu khi đổ bêtông

Bêtông tường liên tục trong đất đổ theo phương pháp dùng ống dẫn đổ bêtông trong nước từ dưới lên, ống dẫn nối với nhau bằng khớp răng, cũng có thể dùng kiểu đầu nối nhanh như nối ống nước cứu hoả để thuận tiện lên xuống ở trong lồng cốt thép.

Yêu cầu về bêtông làm tường do thiết kế quy định nhưng thường có mác 200 - 300, lưu động và dẻo với độ sụt tiêu chuẩn 16 - 20cm, cốt liệu thô cho phép đến 30mm, hạt nhỏ không quá 0,3mm, tỉ lệ nước trên ximăng không lớn hơn 0,6, thời gian ninh kết không sớm hơn 2 giờ. Lượng ximăng dùng trong hỗn hợp bêtông không ít hơn 380 - 400 kg/m^3. Khi tường trong đất có chức năng chống thấm (là tường phần ngầm của công trình) thì tuỳ thuộc vào gradient thuỷ lực (5 - 10; 10 - 12 và hơn 12) mà dùng bêtông chống thấm tương ứng là B_6, B_8 và B_{12}. Khi không có số liệu thí nghiệm, trong thiết kế sơ bộ có thể dùng mác bêtông chế tạo từ ximăng pooclăng như trình bày ở bảng 5-13.

Bảng 5.13. Mác bêtông cho tường trong đất

Mác bêtông	
Theo cường độ nén	Theo chống thấm
M200	B_6
M250	B_8
M300	B_{12}

Bêtông của đoạn hào được đổ xuống nhờ có sự chênh lệch độ đặc giữa bêtông với dịch sét, do đó bắt buộc phải bảo đảm có chênh lệch độ đặc 1,1 trở lên. Độ đặc của bêtông là 2,3, độ đặc của dịch sét trong hào phải nhỏ hơn 1,2 (nếu lớn hơn 1,2 sẽ ảnh hưởng đến chất lượng đổ bêtông). Bêtông phải có tính dẻo tốt và không bị li tán, phân tầng.

Số lượng ống dẫn có liên quan với độ dài của đoạn hào, khi độ dài đoạn hào nhỏ hơn 4m thì có thể chỉ dùng một ống dẫn, trên 4m thì nên dùng 2 ống hoặc hơn 2 ống. Khoảng cách của ống dẫn phải căn cứ vào đường kính ống dẫn để quyết định, khi dùng ống dẫn 150mm, khoảng cách là 2m; ống 200mm, khoảng cách 3m. Ống dẫn phải cố gắng ở gần mối nối. Độ sâu ống dẫn ngập vào trong bêtông ít nhất cũng phải lớn hơn

1,5m, nhiều nhất phải nhỏ hơn 9m, chỉ khi đổ bêtông đã gần đến đỉnh của tường trong đất mà bêtông trong ống đã khó chảy thoát ra thì một mặt phải giảm tốc độ đổ bêtông, mặt khác phải giảm độ ngập sâu của ống dẫn xuống còn khoảng 1m. Nếu bêtông vẫn không đổ xuống được có thể cho ống chuyển động lên xuống, nhưng độ cao chuyển động không được quá 30cm.

Trong quá trình đổ bêtông, không được cho ống dẫn chuyển động ngang, nếu không thì cặn lắng hoặc dịch sét có thể sẽ lẫn vào trong bêtông, trong quá trình đổ, không được để cho bêtông trào ra hoặc chảy vào trong hào mà không qua phễu đổ.

Bêtông phải đổ liên tục, không được gián đoạn dài quá, thường chỉ cho gián đoạn 5 - 10 phút, lâu nhất cũng chỉ được gián đoạn đến 20 - 30 phút để bảo đảm tính đồng đều của bêtông. Sau khi bêtông trộn xong phải đổ hết trong phạm vi 1,5 giờ là vừa. Về mùa hè thì bêtông ninh kết nhanh hơn nên phải đổ nhanh cho hết trong phạm vi 1 giờ, nếu không thì phải cho phụ gia ninh kết chậm vào ở mức độ thích đáng.

Trong quá trình đổ bêtông, phải thường xuyên đo lượng bêtông đã đổ và độ dâng cao của bêtông, có thể đo độ dâng cao của bêtông bằng quả dọi đo cao, do mặt bêtông dâng lên không bằng phẳng nên phải đo từ 3 vị trí trở lên.

5.6.2.5. Thi công mối nối tường liên tục trong đất

Để bảo đảm liên kết tốt giữa các đoạn tường liên tục trong đất, bảo đảm có khả nang ngăn nước tốt và tính hoàn chỉnh tốt, phải căn cứ vào mục đích xây dựng của tường để lựa chọn hình thức mối nối cho thích hợp. Sau đây sẽ giới thiệu hai loại phương pháp thi công mối nối tường.

1. Thi công ống nối đầu (ống khoá liền)

Đây là phương pháp thi công mối nối đoạn tường thường hay dùng nhất, trình tự thi công như hình 5.69.

Đường kính ống nối đầu thường phải nhỏ hơn độ dày của tường 50mm. Độ dày thành ống thường là 19 - 20mm, độ dài mỗi đoạn thường là 5 - 10m, trong trường hợp độ cao hiện trường thi công bị hạn chế thì cũng có thể ngắn hơn thoả đáng.

Để thuận tiện sau này nhổ ống lên, thành ngoài ống bắt buộc phải trơn nhẵn, cũng có thể bôi mỡ bò vào thành ngoài ống, sau đó dùng cần cẩu đặt ống vào trong hào. Sau khi bắt đầu đổ bêtông hai giờ thì quay đi nửa vòng tròn hoặc là nhấc lên 10cm. Thường là sau khi đổ bêtông 3 - 5 giờ thì bắt đầu nhổ lên, thời gian cụ thể để nhổ lên phải căn cứ vào chủng loại, cấp mác và thời gian sơ ninh của bêtông để quyết định.

Khi nhổ lên thường phải dùng cần cẩu 30T, lúc bắt đầu cứ cách khoảng 20 - 30 phút lại nhổ lên 1 lần, mỗi lần nhổ lên 30 - 100cm. Ở công trình lớn phải chuẩn bị sẵn giá kích 100T hoặc 200T để đề phòng khi phải ứng cứu.

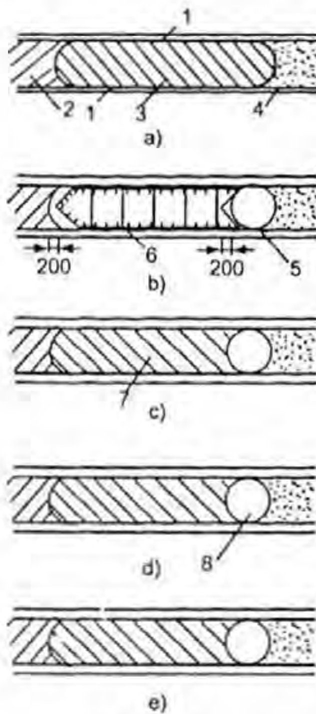
Sau khi nhổ ống nối đầu lên, trên mặt hình bán nguyệt bêtông mới đổ xong có bám một lớp keo kết nước ximăng và hỗn hợp dịch sét ổn định, nên bắt buộc phải làm sạch lớp này nếu không thì khả năng chống thấm nước sẽ càng kém. Làm sạch lớp keo kết

này phải có thiết bị chuyên dụng, thường hay dùng bàn chải chạy điện, dao cạo keo... khi sử dụng cũng rất thuận tiện. Tiếp đến dùng hỗn hợp bêtông mác 200 - 300 với độ sụt 5 - 6cm đổ vào lỗ (hoặc ống rồi rút dần ống lên), dùng rung để làm chặt bêtông, ta sẽ được mối nối chắc đặc có dạng như cọc nhồi.

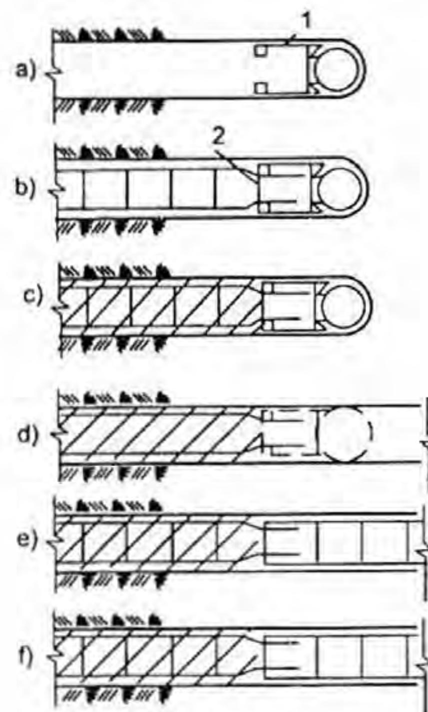
2. Mối nối bằng hộp nối đầu

Nối bằng hộp nối đầu có thể làm cho tường trong đất hình thành một tổng thể, mối nối có độ cứng tương đối tốt.

Phương pháp thi công mối nối bằng hộp nối đầu cũng giống phương pháp thi công mối nối bằng ống nối đầu như hình 5.70. Sau khi kết thúc việc đào hào của một độ dài đoạn hào, cẩu lắp hộp nối đầu rồi cẩu lắp lồng cốt thép. Do mặt mở miệng của hộp nối đầu bị đóng kín bằng bản thép hàn ở đầu lồng cốt thép, nên khi đổ, bêtông không thể chui vào trong hộp nối đầu. Sau khi bêtông sơ ninh cũng dần dần nhổ hộp nối đầu lên như là ống nối đầu vậy, đợi khi đổ bêtông của đoạn hào tiếp sau, do các cốt thép nằm ngang của hai đoạn tường kế tiếp nhau sẽ giao kết nối chồng với nhau hình thành mối nối hoàn chỉnh. Quá trình thi công như hình 5.70.



***Hình 5.69:** Quá trình thi công mối nối bằng ống nối đầu*
a) Đào đoạn móng; b) Lắp ống nối đầu và lồng cốt thép; c) Đổ bêtông; d) Nhổ ống nối đầu; e) Hoàn thành một đoạn móng.
1. Tường dẫn; 2. Tường bêtông đã hoàn thành; 3. Đoạn hào đang đào; 4. Đoạn hào chưa đào; 5. Ống nối đầu; 6. Lồng cốt thép; 7. Tường bêtông đang hoàn thành; 8. Lỗ hổng sau khi nhổ ống nối đầu.

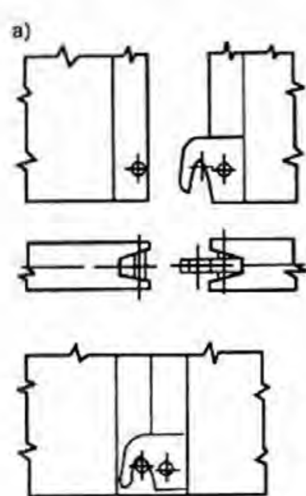


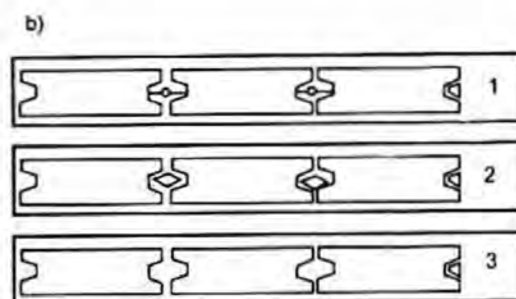
***Hình 5.70:** Quá trình thi công mối nối bằng hộp nối đầu*
a) Cắm hộp nối đầu vào; b) Cẩu lắp lồng cốt thép; c) Đổ bêtông; d) Nhổ hộp nối đầu lên; e) Lồng cốt thép một đoạn hào sau khi cẩu lắp vào; f) Bêtông một đoạn tường sau khi đổ xong hình thành mối nối hoàn chỉnh.
1. Hộp nối đầu; 2. Bản thép hàn ở đầu lồng cốt thép.

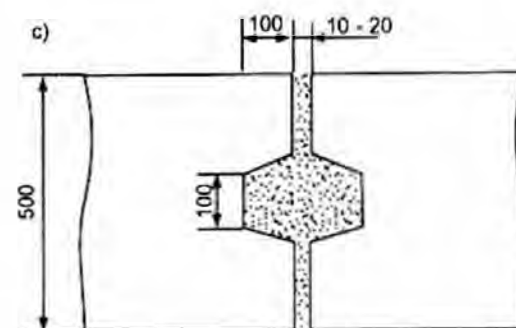
Mối nối của tường đúc sẵn bằng bêtông cốt thép có nhiều kiểu khác nhau và được cấu tạo từ khuôn đúc hoặc bản mã đặt sẵn trong đoạn tường. Trên hình 5.71 đến 5.76 trình bày chi tiết cấu tạo mối nối giữa các tấm tường đúc sẵn thường dùng trong thực tế.

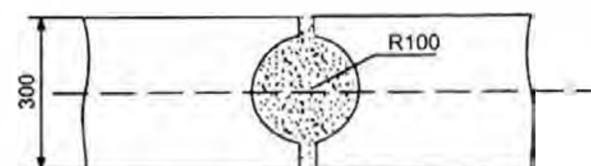
Tuỳ theo tính chất làm việc của tường mà dùng mối nối kín hay mối nối hở. Mối nối kín dùng cho những công trình dài kiểu tường chắn hoặc công trình có mặt bằng chữ nhật với bề dài bằng 3 - 5 lần bề sâu cũng như công trình hình tròn với điều kiện làm việc của mối nối như khớp. Với kết cấu nói trên tường chỉ làm việc của mối nối như khớp. Với kết cấu nói trên tường chỉ làm việc do uốn trong mặt phẳng đứng, trong mối nối không xuất hiện lực kéo mà chỉ có lực cắt. Mối nối hở dùng trong công trình có mặt bằng hình tròn hoặc chữ nhật với tỉ lệ giữa các nhịp đảm bảo tường làm việc theo hai hướng đứng và ngang và chịu ứng suất kéo. Mối nối kiểu này thường áp dụng cho nhiều loại công trình.

Vữa bơm vào mối nối thường là vữa đông cứng chậm có thành phần gồm ximăng + bentônit + cát + chất phụ gia đông cứng chậm. Khi yêu cầu chống thấm cao thì thêm phụ gia chống thấm hoặc vữa nở với mác 200 - 300 và độ sụt 5 - 6cm, dùng rung để tạo ra mối nối chắc đặc.

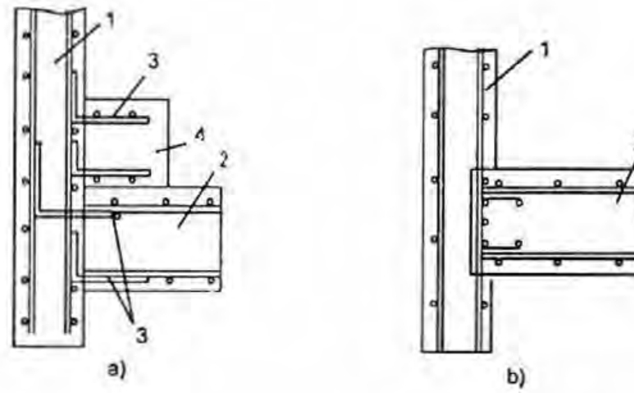




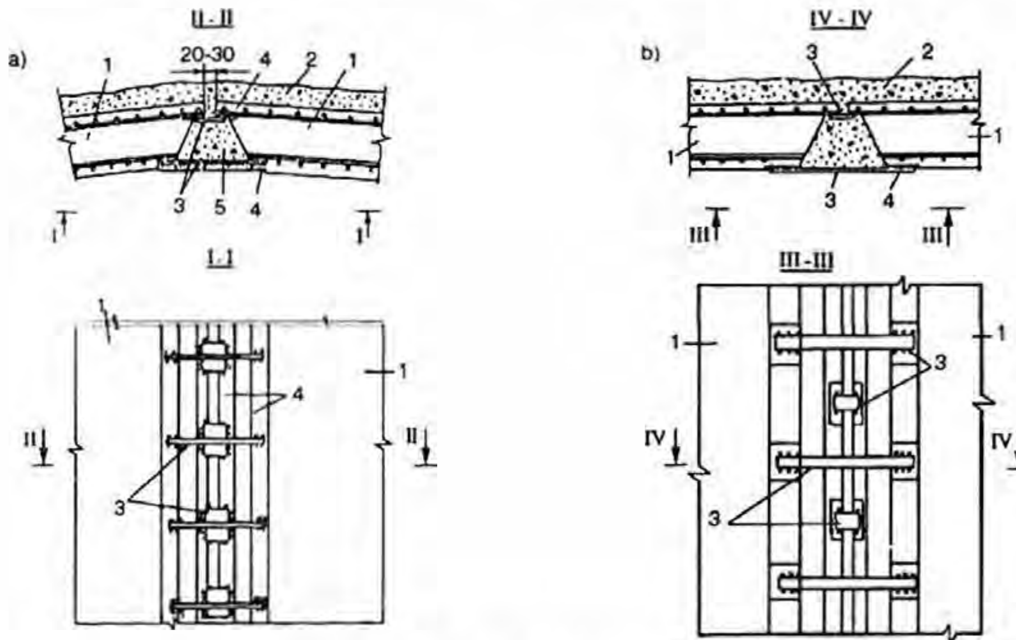




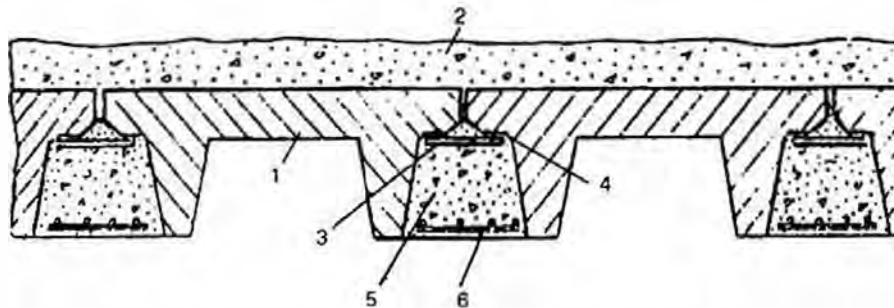
Hình 5.71a, b, c: *Mối nối kín của tường đúc sẵn (Theo một công ty Pháp):*
a) Sơ đồ làm việc của thanh chặn;
b) Làm kín;
1. Đặt sẵn tấm cao su; 2. Đặt dải bêtông;
3. Nhồi vữa;
c) Theo Liên Xô: Bơm vữa từ dưới lên qua ống cho vào mối nối hoặc qua lỗ chừa sẵn trong tấm tường.



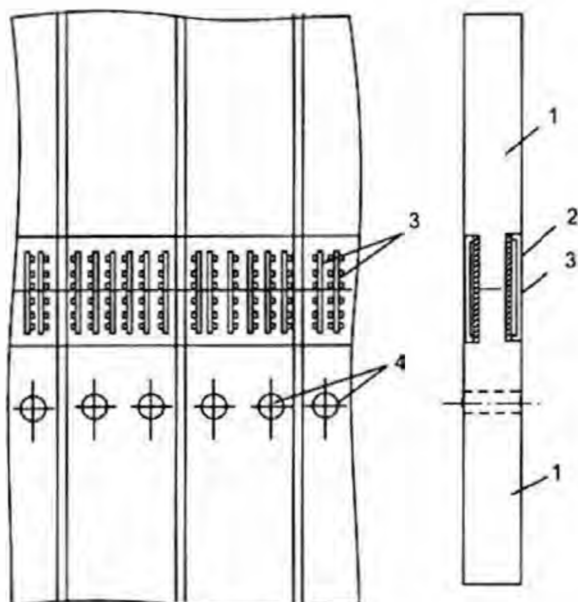
Hình 5.72a, b: Chi tiết cấu tạo mối nối giữa tường với đáy:
a) Mối nối có đai cứng; b) Mối nối có liên kết âm – dương;
1. Tấm ô tường; 2. Đáy; 3. Thành thép uốn vuông góc: 4. Đai cứng (vành khuyên)

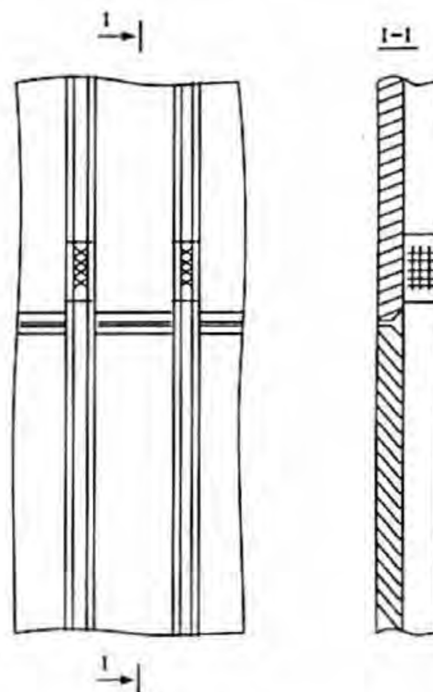


Hình 5.73: Mối nối hở kiểu nêm:
a) Mối nối chịu lực; b) Mối nối cấu tạo; 1. Tấm tường bị nối; 2. Khe hở phía ngoài bịt kín bằng bơm vữa; 3. Tấm đệm; 4. Phần chôn sẵn; 5. Nhồi bêtông vào mối nối.



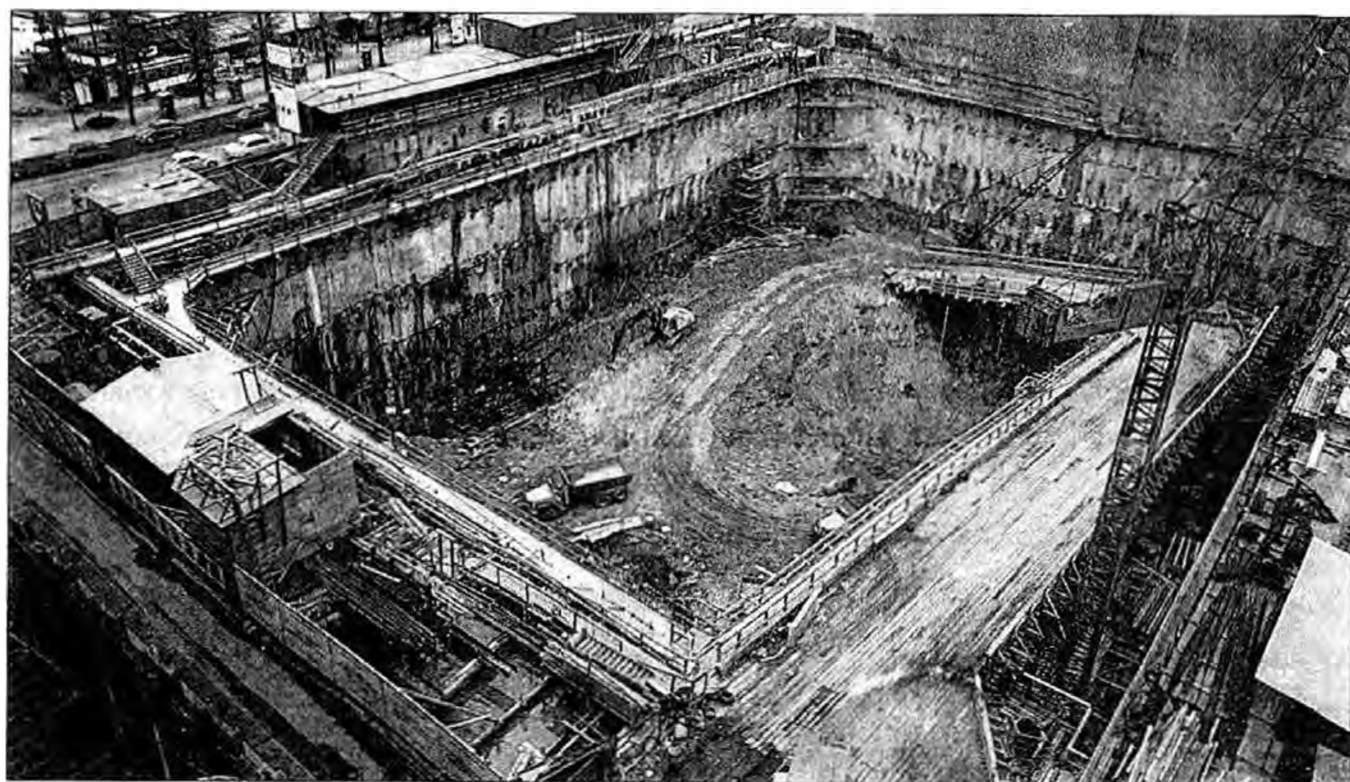
Hình 5.74: Mối nối hở cho tường đúc sẵn kiểu sườn:
1. Tấm tường; 2. Nhồi vữa bịt khe hở giữa tường - đất; 3. Tấm đệm bằng cốt thép; 4. Phần chôn sẵn; 5. Bêtông nhồi vào mối nối; 6. Lưới cốt thép cho bêtông mối nối.





Hình 5.75: Mối nối ngang cho tường phẳng:
1. Tấm tường bị nối; 2. Phần chôn sẵn;
3. Thép bản; 4. Lỗ để cẩu móc tấm tường

Hình 5.76: Mối nối ngang cho tường có sườn



Dùng tường liên tục trong đất

Chương 6
THANH CHỐNG

6.1. GIỚI THIỆU SƠ LƯỢC

Hệ thống chắn giữ hố móng sâu do hai bộ phận tạo thành, một là tường quây giữ, hai là thanh chống bên trong hoặc là thanh neo vào đất bên ngoài. Chúng cùng với tường chắn đất làm tăng thêm ổn định tổng thể của kết cấu chắn giữ, không những có liên quan tới an toàn của hố móng và công việc đào đất, mà còn có ảnh hưởng rất lớn tới giá thành và tiến độ của công trình hố móng.

Áp lực nước, đất tác động vào tường chắn có thể được các thanh chống bên trong truyền dẫn đi và duy trì cân bằng, cũng có thể do neo đất đặt ở bên ngoài duy trì cân bằng, chúng còn có thể làm giảm chuyển dịch của kết cấu chắn giữ.

Chống bên trong có thể trực tiếp cân bằng áp lực ngang của tường quây giữ hai bên, cấu tạo giản đơn, chịu lực rõ ràng. Neo đất đặt ở phía sau lưng của tường quây giữ, tạo được không gian cho việc đào đất và việc thi công kết cấu công trình, có lợi cho việc nâng cao năng suất thi công. Trong các vùng đất yếu, đặc biệt là trong thành phố công trình xây dựng chen dày thì chống bên trong được sử dụng nhiều hơn, do đó chương này chủ yếu giới thiệu về thiết kế và thi công thanh chống bên trong.

6.2. THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG KẾT CẤU THANH CHỐNG

6.2.1. Sơ lược về kết cấu thanh chống

6.2.1.1. Lựa chọn vật liệu làm thanh chống

Hiện nay, hệ thống chống giữ sử dụng trong các công trình xây dựng thông thường và các công trình đô thị có thể chia làm ba loại vật liệu là thép ống, thép hình và bêtông cốt thép, căn cứ vào tình hình cụ thể của công trình, có khi trong cùng một hố móng sử dụng tổ hợp cả thép và bêtông cốt thép.

Chống bằng kết cấu thép có các ưu điểm là trọng lượng nhỏ, lắp dựng và tháo dỡ rất thuận tiện, hơn nữa lại có thể sử dụng nhiều lần. Căn cứ vào tiến độ đào đất, chống bằng thép có thể vừa đào vừa chống, lại có thể làm cho chống tăng thật chặt, rất có lợi cho việc hạn chế biến dạng của thân tường. Do đó, trong các trường hợp bình thường nên ưu tiên sử dụng chống bằng thép. Do độ cứng tổng thể của kết cấu thép tương đối kém, mắt nối lắp ghép khá nhiều, khi cấu tạo mắt nối không hợp lí, hoặc thi công không thoả đáng, không phù hợp yêu cầu thiết kế thì rất dễ gây ra chuyển dịch ngang của hố móng do thanh chống và mắt nối bị biến dạng. Có khi cả mắt nối bị phá huỷ dẫn đến toàn bộ bị phá hỏng, vì vậy, phải có thiết kế hợp lí, quản lí hiện trường chặt chẽ và nâng cao trình độ kĩ thuật thi công ở hiện trường.

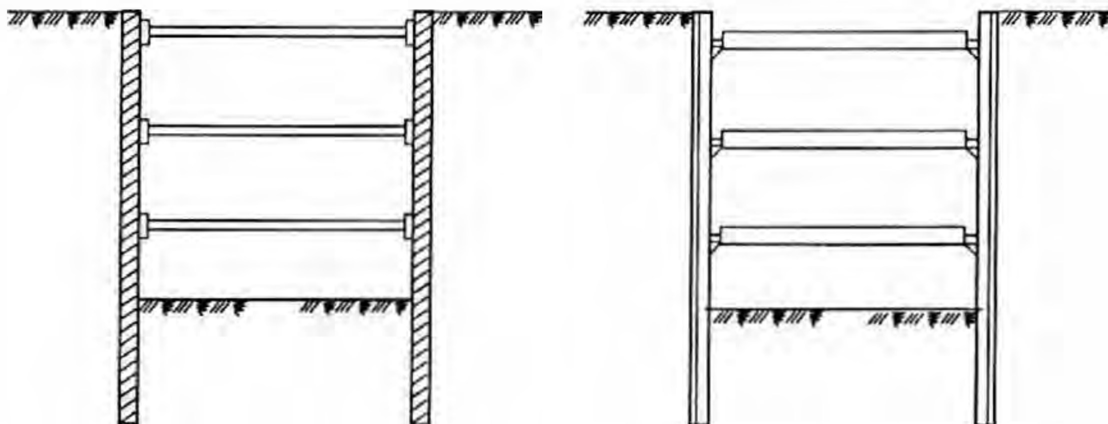
Chống bằng kết cấu BTCT đổ tại chỗ có độ cứng khá tốt, thích hợp với các loại hố móng có hình dạng mặt bằng phức tạp. Mắt nối đổ tại chỗ không bị dão lỏng để làm cho thân tường bị chuyển dịch. Thực tiễn công trình cho thấy, trong các trường hợp mà trình độ kĩ thuật thi công hệ thống chống bằng thép không cao thì chống giữ bằng kết cấu BTCT có độ tin cậy cao hơn. Nhưng chống bằng BTCT lại có các khuyết điểm là trọng lượng bản thân lớn, không sử dụng được nhiều lần, lắp dựng và tháo dỡ đều phải mất thời gian dài. Khi phải dùng bộc phá để phá dỡ thanh chống thì có các trở ngại về tiếng ồn, về chấn động và các mảnh vỡ bêtông bay ra, thi công ở những nơi đông người phải hết sức chú ý.

Toàn bộ các công việc thi công thanh chống bằng BTCT như làm thép, cốp pha, đổ bêtông và dưỡng hộ cần một thời gian tương đối dài, do đó không thể vừa đào vừa chống được. Điều này bất lợi cho việc hạn chế chuyển dịch của thân tường. Khi các chống ở phần bên dưới của hố móng loại lớn mà dùng bêtông cốt thép thì phải đặc biệt thận trọng.

6.2.1.2. Hình thức kết cấu của hệ thống chống giữ

1. Chống giữ kiểu thanh nén một nhịp

Khi mặt bằng hố móng có hình dài và hẹp, bề rộng của cạnh ngắn không lớn lắm, kiểu chống này có các ưu điểm là chịu lực rõ ràng, thi công lắp dựng thuận tiện... Hình 6.1 là sơ đồ thể hiện kiểu chống này.



Hình 6.1: *Chống giữ thanh nén một nhịp*

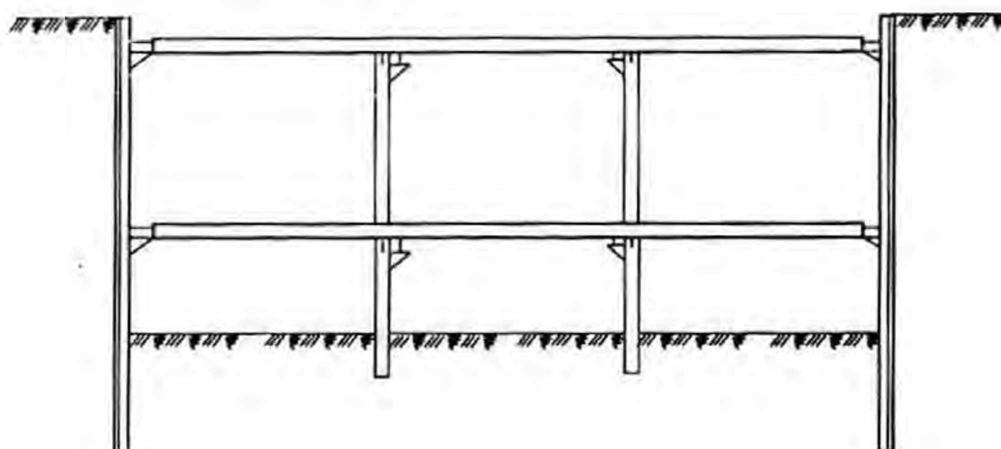
2. Chống giữ kiểu thanh nén nhiều nhịp

Khi mặt bằng hố móng có kích thước tương đối lớn, khả năng chịu lực giới hạn của thanh chống với độ dài của hố móng hẹp sẽ không thể đáp ứng được yêu cầu của hệ thống quây giữ thì phải có thêm các điểm đỡ ở trong các thanh chống như vậy và sẽ tạo thành hệ thống chống kiểu thanh nén nhiều nhịp, như hình 6.2.

6.2.1.3. Các hình thức cơ bản để bố trí thanh chống

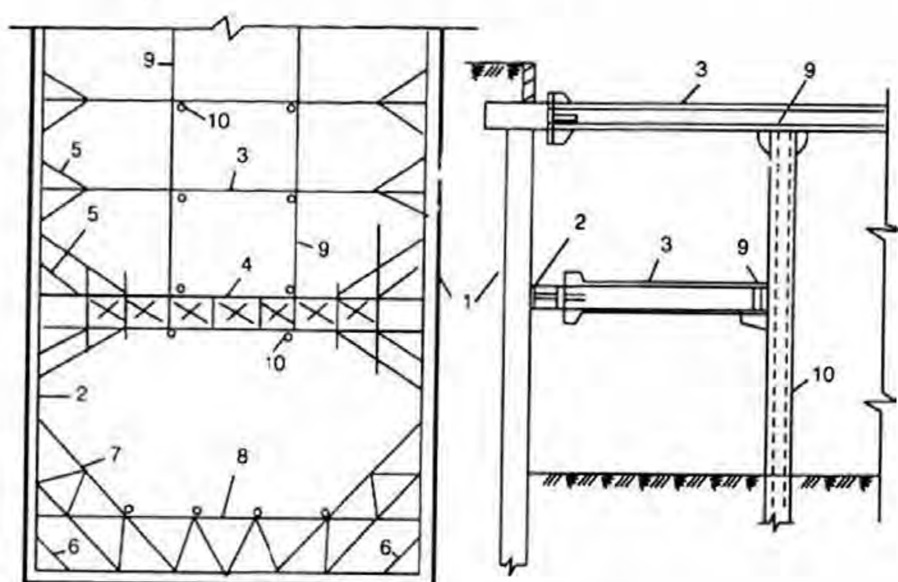
Trong các trường hợp bình thường có hai hình thức bố trí hệ thanh chống là hệ thanh chống ngang và hệ thanh chống đứng.

1) Hệ chống ngang do xà quây (tức là dầm vòng bố trí ở phía bên trong của tường quây giữ và chạy theo chiều nằm ngang suốt bốn xung quanh của tường), chống ngang và cột đứng tạo thành, như hình 6.3.



Hình 6.2: Chống giữ kiểu thanh nén nhiều nhịp

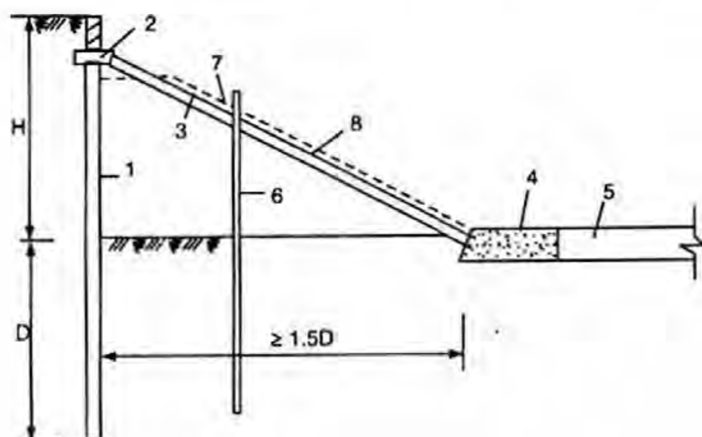
Chống ngang có thể chia làm: thanh chống đối đầu hoặc dàn chống đối đầu chạy suốt chiều dài hoặc chiều rộng của hố móng; thanh chống chéo hoặc dàn chống chéo ở chỗ góc giữa hai cạnh biên của hố móng; chống tam giác ở chỗ đầu của thanh chống hoặc dàn chống; thanh liên kết giữa các thanh chống...



Hình 6.3: *Hệ thống chống ngang:*
1. Tường quây giữ; 2. Xà quây; 3. Thanh chống đối đầu; 4. Dàn chống đối đầu; 5. Chống tam giác; 6. Chống chéo ở góc; 7. Dàn chống chéo; 8. Dàn biên; 9. Thanh liên kết; 10. Cột đứng.

Hệ chống ngang có tính chỉnh thể tốt, truyền dẫn lực ngang đủ tin cậy, độ cứng theo mặt phẳng tương đối cao, thích hợp với các loại hố móng nông sâu lớn nhỏ khác nhau, phạm vi thích dụng tương đối rộng.

2) Hệ chống chéo theo chiều thẳng đứng do xà quây, chống chéo theo chiều đứng, móng chống chéo, thanh liên kết ngang và cột đứng... tạo thành, như hình 6.4.



Hình 6.4: Hệ thống chéo theo chiều đứng
1. Tường quây; 2. Dầm quây; 3. Chống chéo; 4. Móng chống chéo; 5. Thanh nén ở móng; 6. Cột đứng; 7. Thanh liên kết; 8. Mái dốc đất.

Hệ chống chéo đòi hỏi đất phải đào theo "hình chậu", tức là trước tiên đào đất ở giữa, xung quanh sát tường quây thì chừa lại thành mái dốc, chờ sau khi lắp chống chéo xong mới đào hết phần mái dốc ở xung quanh. Biến dạng của hố móng phụ thuộc vào biến dạng của mái dốc và của móng chống chéo, thường chỉ thích hợp với những nơi có yêu cầu bảo vệ xung quanh không cao, độ sâu đào hố móng không lớn lắm. Với những hố móng có kích thước mặt bằng tương đối lớn, hình dạng phức tạp, áp dụng phương án chống chéo theo chiều đứng có thể thu được hiệu quả kinh tế tương đối cao.

6.2.2. Tính toán thanh chống bằng thép

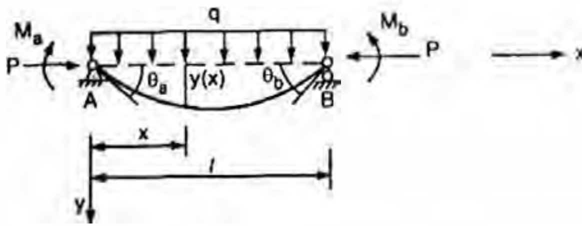
Thanh chống bằng thép hiện được dùng nhiều nhất là thép ống và thép hình chữ H, các loại thép này với đặc điểm là trọng lượng nhẹ, độ cứng lớn, khối lượng công việc tháo lắp ít, tiêu hao vật liệu ít và có thể sử dụng lại nhiều lần... Ở trong nước và ngoài nước, chống thép được sử dụng rộng rãi trong việc đào hố móng sâu, đặc biệt là khi làm ga tầu điện ngầm và các hố móng có hình dài, trong hố móng nhà cao tầng cũng được sử dụng rộng rãi.

6.2.2.1. Tính toán thanh chống bằng thép như thanh nén uốn

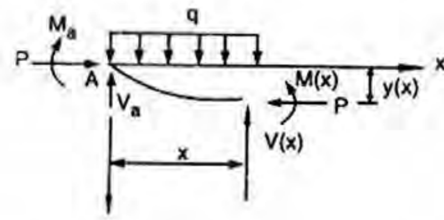
1. Tính nội lực và biến dạng thanh nén uốn một nhịp

Hình 6.5 là thanh chịu nén một nhịp, phương pháp tính nội lực và chuyển vị như sau:

Lấy một đoạn (phần tử) của thanh nén uốn một nhịp như hình 6.6 và xét điều kiện cân bằng:



Hình 6.5: Thanh nén uốn một nhịp



Hình 6.6: Điều kiện cân bằng thanh nén uốn một nhịp

Phản lực gối tựa đầu A:

$$V_a = \frac{1}{2} ql - \frac{M_a - M_b}{l} \tag{6.1}$$

Trong đó:

q - tải phân bố đều và trọng lượng bản thân trên thanh nén uốn;

l - nhịp của thanh.

Mômen uốn tại x là:

$$M(x) = V_a x + Py(x) + M_a - \frac{1}{2} qx^2$$

$$= \frac{1}{2} qx(l - x) - \frac{l - x}{x} M_a - \frac{x}{l} M_b + Py(x) \tag{6.2}$$

Trong đó:

M_a, M_b - mômen uốn ở hai đầu thanh nén;

P - lực trục của thanh nén;

y(x) - độ võng tại x.

Khi $M_a = M_b = 0$, $y(x) = 0$, mômen uốn giữa nhịp của thanh nén là:

$$M = \frac{1}{8} ql^2 \tag{6.3}$$

Bỏ qua ảnh hưởng của hiệu ứng mômen uốn trục thanh sau khi uốn cong và biến dạng cắt, ta có:

$$EI \frac{d^2y(x)}{dx^2} = - M(x) \tag{6.4}$$

$$\frac{d^2y(x)}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = M(x) \tag{6.5}$$

Đem (6.4) thay vào công thức (6.5), ta được nghiệm của phương trình vi phân là:

$$y(x) = A\cos kx - B\sin kx + \frac{q}{2P}x(x-l) - \frac{q}{k^2P} + \frac{M_a - M_b}{Pl}x - \frac{M_a}{P} \quad (6.6)$$

Trong đó:

$$k^2 = \frac{P}{EI}$$

Căn cứ điều kiện biên là độ võng ở đầu thanh bằng không:

$$y(0) = 0,\ y(l) = 0$$

ta tìm được:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{q}{k^2P} + \frac{M_a}{P} \\ B &= \frac{q}{k^2P}\tan\frac{kl}{2} - \frac{M_a}{P}\tan kl + \frac{M_b}{P}\csc kl \end{aligned}\right\} \quad (6.7)$$

Trong đó kí hiệu hàm lượng giác $\csc kl\ \frac{1}{\sin kl}$

Căn cứ vào công thức (6.6) có thể tìm được độ võng ở bất cứ điểm nào của thanh chống.

Sau đây sẽ tính góc quay ở đầu dầm và mômen uốn của bất kì mặt cắt nào trên dầm:

$$\frac{dy(x)}{dx} = -Ak\sin kx + Bk\cos kx + \frac{q}{2P}(2x - l) + \frac{M_a - M_b}{Pl}$$

$$\frac{d^2y(x)}{dx^2} = -k^2(A\cos kx + B\sin kx) + \frac{q}{P}$$

Cho nên:

$$\left.\begin{aligned} \theta_a &= \left(\frac{dy(x)}{dx}\right)_{x=0} = \alpha M_a - \beta M_b + \gamma \\ \theta_b &= \left(\frac{dy(x)}{-dx}\right)_{x=1} = -\beta M_a + \alpha M_b + \gamma \end{aligned}\right\} \quad (6.8)$$

Trong đó:

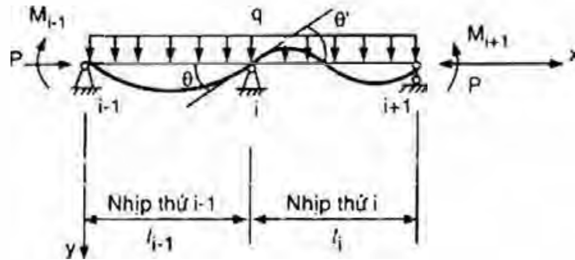
$$\left.\begin{aligned} \alpha &= (1 - kl\cot kl)/Pl \\ \beta &= (1 - kl\csc kl)/Pl \\ \gamma &= \frac{q}{kP}\tan\frac{kl}{2} - \frac{ql}{2P} \end{aligned}\right\} \quad (6.9)$$

$$M(x) = -EI\frac{d^2y(x)}{dx^2} = M_a(\cos kx - \cot kl\sin kx) + M_b\csc kl\sin kx$$

$$+ \frac{q}{k^2}\left(\cos kx + \tan\frac{kl}{2}\sin kx - 1\right) \quad (6.10)$$

2. *Tính nội lực và biến dạng thanh nén uốn liên tục nhiều nhịp*

Như hình 6.7, hai nhịp kề nhau thứ i-1 và thứ i trong thanh nén uốn liên tục nhiều nhịp, lấy M_j ($j = i - 1, i, i + 1$) để biểu thị mômen uốn của thanh ở chỗ gối tựa thứ j.



Hình 6.7: Cân bằng của thanh nén uốn liên tục nhiều nhịp

Gọi góc quay của nhịp thứ i-1 ở gối tựa i là θ, của nhịp thứ i ở gối tựa là θ'. Theo công thức (6.8) có:

$$\theta = -M_{i-1}\beta_{i-1} + M_i\alpha_{i-1} + \gamma_{i-1}$$

$$\theta' = M_i\alpha_i - M_{i-1}\beta_i + \gamma_i$$

Kết cấu trong giai đoạn đàn hồi thoả mãn điều kiện biến dạng đồng điệu θ = θ', cho nên:

$$\beta_{i-1}M_{i-1} - (\alpha_{i-1} + \alpha_i)M_i + \beta_i M_{i-1} - (\gamma_{i-1} + \gamma_i) = 0 \qquad (6.11)$$

Đây chính là phương trình ba mômen của cấu kiện nén uốn liên tục nhiều nhịp.

Khi độ rộng và độ cứng của các nhịp bằng nhau, thì công thức (6.11) có thể giản hoá thành:

$$\beta M_{i-1} - 2\alpha M_i + \beta M_{i+1} - 2\gamma = 0 \qquad (6.12)$$

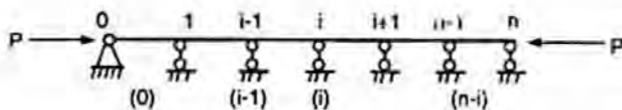
Một cấu kiện nén uốn liên tục n nhịp sẽ có (n + 1) gối tựa, đối với (n - 1) gối tựa trung gian của nó có thể căn cứ vào công thức (6.11) hoặc công thức (6.12) để viết ra (n - 1) phương trình ba mômen; đối với hai gối tựa biên có thể căn cứ vào điều kiện biên đã biết để viết ra mômen uốn. Do đó, có thể tìm ra được mômen uốn M_i ($i = 1, 2, \ldots n + 1$) của thanh ở mỗi gối tựa. Từ đó tính được độ võng và mômen ở bất kì mặt cắt nào trong bất kì nhịp nào.

6.2.2.2. Phương pháp tính khả năng chịu lực giới hạn của thanh nén

Trạng thái mà kết cấu đạt đến khả năng chịu lực lớn nhất hoặc đã biến dạng đến mức không thể tiếp tục chịu lực được nữa gọi là trạng thái giới hạn khả năng chịu lực. Tải trọng ở trạng thái giới hạn khả năng chịu lực gọi là khả năng chịu lực giới hạn. Trạng thái giới hạn khả năng chịu lực của thanh nén bao gồm hai hình thức biểu hiện:

1) Thanh chịu nén mất ổn định;

2) Ứng suất trong mặt cắt thanh đạt đến giới hạn chảy f_y (điểm khuất phục f_y) của vật liệu. Khi đó tuy là thanh vẫn có thể tiếp tục tăng tải, nhưng biến dạng rất lớn, trên kết cấu thường nhận thấy là không thể tiếp tục gia tải được nữa.



Hình 6.8: Thanh nén liên tục nhiều nhịp

Với thanh nén một nhịp, hoặc thanh nén liên tục nhiều nhịp mà độ cứng và độ rộng của các nhịp bằng nhau (như hình 6.8) thì tải trọng tới hạn của nó tức là tải trọng Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \qquad (6.13)$$

Trong đó: l - nhịp tính toán.

(1) Khả năng chịu lực giới hạn của thanh nén

Thanh nén chỉ chịu lực nén trục, bỏ qua ảnh hưởng trọng lượng bản thân của thanh, khi đó ứng suất nén dương trên mặt cắt phân bố đều, do đó, khả năng chịu lực giới hạn có thể tính theo công thức sau:

$$P = f_y A \qquad (6.14)$$

Trong đó:

P - khả năng chịu lực giới hạn của thanh;

f_y - giới hạn chảy (cường độ khuất phục) của vật liệu;

A - diện tích mặt cắt của thanh.

Khả năng chịu lực giới hạn của thanh nén phải là trị số nào đó nhỏ hơn trong hai trị số tải trọng tới hạn P_{cr} và khả năng chịu lực giới hạn P.

(2) Tính tải trọng tới hạn của thanh nén liên tục có nhịp không bằng nhau:

Nếu như độ rộng hoặc độ cứng của các nhịp không bằng nhau thì khi mất ổn định, mômen uốn của (n- 1) gối tựa trung gian không toàn là bằng không, cũng giống như thanh nén uốn liên tục nhiều nhịp, ta có phương trình ba mômen sau đây:

$$\beta_{i-1}M_{i-1} - (\alpha_{i-1} + \alpha_i)M_i + \beta_i M_{i+1} = 0 \qquad (6.15)$$

Với mỗi gối tựa trung gian viết ra một phương trình loại này, có thể được một hệ phương trình tuyến tính cùng bậc về $M_1, M_2, ..., M_{n-1}$, định thức các hệ số của hệ phương trình bằng không, tức:

$$\begin{vmatrix} -(\alpha_0+\alpha_1) & \beta_1 & & & \\ \beta_1 & -(\alpha_1+\alpha_2) & \beta_2 & & \\ & \beta_2 & -(\alpha_2+\alpha_3) & & \\ \vdots & & & \cdots\cdots & \\ & & & \beta_{n-2} & -(\alpha_{n-2}+\alpha_{n-1}) \end{vmatrix} = 0 \qquad (6.16)$$

Đây chính là phương trình ổn định của thanh, căn cứ vào phương trình này có thể tìm ra tải trọng tới hạn của thanh.

Đối với thanh nén liên tục hai nhịp, định thức trong phương trình (6.16) chỉ có một hạng, tức phương trình ổn định là:

$$\alpha_0 + \alpha_1 = 0 \tag{6.17}$$

Đối với thanh nén liên tục ba nhịp, định thức trong phương trình (6.16) lấy hai hàng, tức phương trình ổn định là:

$$\begin{vmatrix} -(\alpha_0 + \alpha_1) & \beta_1 \\ \beta_1 & -(\alpha_1 + \alpha_2) \end{vmatrix} = 0 \tag{6.18}$$

Như hình 6.9 là một thanh nén liên tục hai nhịp khác nhau, phương trình ổn định của nó là:

$$\alpha_1 + \alpha_2 = 0 \tag{6.19}$$

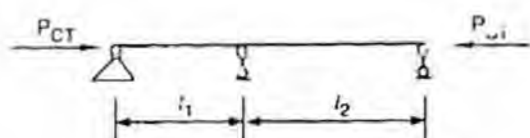
Trong đó.

α_i - khi thanh mất ổn định, hệ số ảnh hưởng của mômen điểm đầu j trong nhịp thứ i đối với góc xoay của điểm đầu j;

$$\alpha_i = (1 - kl_i \cot kl_i)/(Pl_i)$$

$$k = [P/(EI)]^{\frac{1}{2}}$$

E, I - môđun đàn hồi và mômen quán tính của thanh.



Hình 6.9: Thanh nén liên tục hai nhịp khác nhau

Cho $U_1 = kl_1$, phương trình ổn định (6.19) có thể viết thành:

$$\frac{1}{U_1^2} - \frac{1}{U_1 \tan U_1} + \frac{l_2}{l_1}\left[\frac{1}{\left(\frac{l_2}{l_1}U_1\right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{l_2}{l_1}U_1\right)\tan\left(\frac{l_2}{l_1}U_1\right)}\right] \tag{6.20}$$

Do đó:
$$P_{ct} = \frac{U_1^2 EI}{l_1^2} \tag{6.21}$$

Từ phương trình (6.20) có thể thấy, trị U_1 chỉ có quan hệ với tỉ số l_1/l_2 giữa hai nhịp, hệ số này phản ánh ảnh hưởng của nhịp thứ hai đối với ổn định của nhịp thứ nhất. Bảng 6.1 ghi rõ U_1 tương ứng với tỉ số l_1/l_2.

Bảng 6.1. Trị U_1 của thanh nén liên tục có nhịp khác nhau

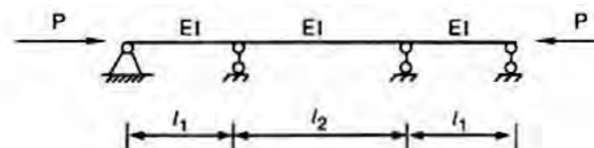
l_1/l_2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
U_1	0,4352	0,8445	1,2299	1,5915	1,9280
l_1/l_2	0,6	0,7	0,8	0,9	
U_1	2,2372	2,5154	2,7596	2,9681	

Khi $l_2 > l_1$, vì tải trọng tới hạn P_{cr2} của dầm đơn giản nhịp l_2 nhỏ hơn tải trọng tới hạn P_{cr1} của dầm đơn giản nhịp l_1, nên nhịp thứ hai có tác dụng "gia tốc" đối với mất ổn định của nhịp thứ nhất, trị U_1 nhỏ hơn hệ số π tương ứng trong biểu thức tính tải trọng tới hạn dầm đơn giản $P_{cr} = \pi^2EI/l_1^2$, mà l_1/l_2 càng nhỏ thì tác dụng "gia tốc" càng rõ rệt, trị U_1 càng nhỏ. Ngược lại, khi $l_2 < l_1$, nhịp thứ hai có tác dụng "kìm hãm" mất ổn định của nhịp thứ nhất, trị U_1 lớn hơn π, mà l_1/l_2 càng lớn thì tác dụng kìm hãm càng rõ rệt, trị U_1 càng lớn.

Khi l_1/l_2 rất lớn, tức nhịp thứ nhất lớn hơn rất nhiều so với nhịp thứ hai, khi đó, trị U_1 sẽ tiếp cận với hệ số tương ứng trong biểu thức tính tải trọng tới hạn thanh nén một nhịp một đầu gối đơn giản một đầu cố định. Cho nên, trị tải trọng tới hạn thanh nén liên tục hai nhịp trong hình 6.9 phải ở trong khoảng P_{cr1} và P_{cr2}.

Tương tự, đối với tải trọng tới hạn của thanh nén liên tục ba nhịp (hình 6.10) cũng là:

$$P_{cr} = \frac{U_1^2 EI}{l_1^2}$$



Hình 6.10: Thanh nén liên tục ba nhịp

Trong đó:

U_1 - chỉ có quan hệ với l_1/l_2, l_1/l_3 (l_3 là nhịp thứ ba dài l_1), Bảng 6.2 là một số trị U_1 của thanh nén liên tục ba nhịp.

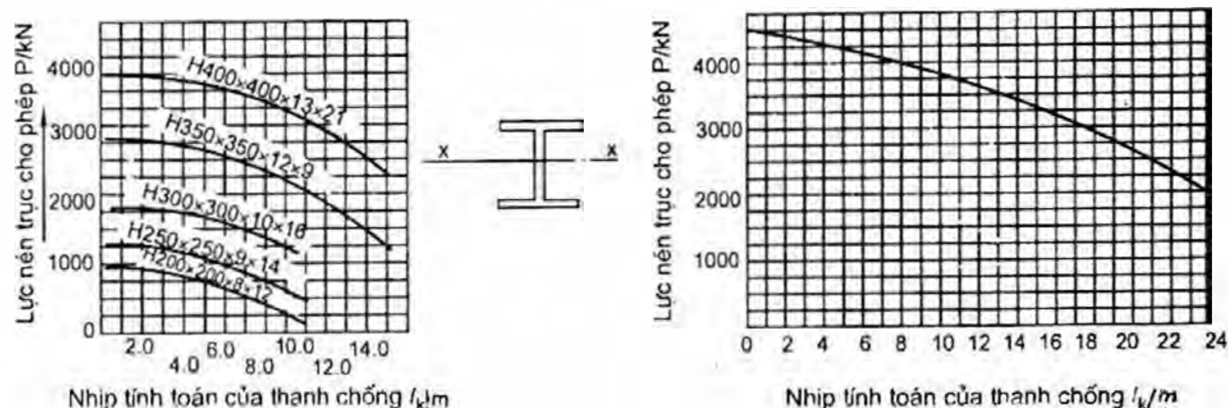
Bảng 6.2. Trị U_1 của thanh nén liên tục ba nhịp đối xứng

l_1/l_2	0,2	0,3	0,4	0,5
U_1	1,1038	1,5497	1,9294	2,2463
l_1/l_2	0,6	0,7	0,8	
U_1	2,5060	2,7168	2,8875	

Tính tải trọng tới hạn của thanh nén liên tục nhiều hơn ba nhịp cũng tương tự như thế.

Trong thực tế thiết kế, tìm được tải trọng tới hạn P_{cr}, theo công thức (6.13) có thể tìm ra được độ dài tính toán của thanh, sau đó, dựa vào phương pháp tính kết cấu thép để tính lực nén trục cho phép lớn nhất của thanh chống bằng thép.

Hình 6.11 là ví dụ đường cong quan hệ giữa lực nén trục cho phép của thanh nén một nhịp với độ dài tính toán của thanh nén.



Hình 6.11: Đường cong quan hệ giữa lực nén trục cho phép với nhịp tính toán

6.2.3. Thanh chống bằng bêtông cốt thép

Hiện nay, kích thước mặt bằng của hố móng sâu ngày càng lớn, bề rộng hố đến mấy chục mét, có khi đến cả trăm mét; Độ sâu hố móng cũng ngày càng sâu, mười mấy mét, có khi đến gần ba chục mét. Nếu ta vẫn áp dụng kiểu thiết kế với phương pháp tính toán phân chia hệ thống chống giữ thành những thanh chịu nén riêng rẽ thì không thể đáp ứng được yêu cầu của công trình. Gặp khi hệ thống thanh chống thiết kế thiếu độ cứng tổng thể thì tính an toàn sẽ không thể có đủ bảo đảm tin cậy, điều này đã được chứng minh trong công trình thực tiễn.

Để giải quyết vấn đề này ta đem hệ thống thanh chống thiết kế thành một khung kín nằm ngang về mặt kết cấu, đồng thời, hết sức cố gắng dùng bêtông cốt thép đổ tại chỗ, như vậy sẽ nâng độ cứng tổng thể của nó lên rất cao. Do chống giữ chỉ là kết cấu tạm thời nên chỉ cần đáp ứng các tham số kĩ thuật và các yêu cầu của công trình trong giai đoạn thi công. Dưới tiền đề là thuận tiện cho thi công và tiết kiệm đầu tư, phải hết sức cố gắng tối ưu hoá về mặt bố trí hình học của kết cấu, lựa chọn một hình thức hình học có đủ độ cứng và tính năng chịu lực tốt, nhằm đạt được một phương án thiết kế tối ưu về an toàn và về kinh tế.

6.2.3.1. Phương pháp phân tích kết cấu

Hệ thống chắn giữ hố móng sâu thường gồm hai bộ phận tổ thành là hệ thống quây giữ và hệ chống đỡ. Nói một cách chặt chẽ là, kết cấu quây giữ chắn đất và kết cấu chống đỡ khép kín cùng nhau tạo thành một hệ thống kết cấu không gian; Hai loại kết cấu này cùng nhau gánh chịu sự chèn đẩy của khối đất và tác động của tải trọng, do đó, chuyển vị ngang của hệ thanh chống bao gồm hai phần: Một là dưới tác động của tải trọng, hệ thanh chống biến dạng; hai là sự chuyển vị của thể cứng (bao gồm cả dịch chuyển ngang và chuyển động xoay), là vì trong quá trình đào hố móng, tải trọng ở các mặt bên của hố móng không đều sinh ra, việc phát sinh chuyển vị của thể cứng ấy sẽ dẫn đến sự phân phối lại tải trọng ở các mặt bên của hố móng cho đến khi cân bằng.

Với điều kiện là không kể đến chuyển vị của thể cứng, để cho việc tính toán được đơn giản, có thể phân biệt tính toán riêng hệ quây giữ và hệ chống đỡ sau khi đã kể đến tác động tương hỗ của chúng. Hệ quây giữ thì lấy độ dài đơn vị tường quây giữ làm phần tử tính toán để tính, việc này đã giới thiệu trong chương 4 và chương 5. Hệ chống giữ bằng bêtông cốt thép thiết kế theo kết cấu khung ngang khép kín, ngoại tải sẽ từ kết cấu quây giữ trực tiếp tác động vào dầm quây chạy khép kín ở xung quanh và nối liền với hệ quây giữ. Điều kiện khống chế ở xung quanh của khung khép kín phải được quyết định bởi hình dạng hố móng, tính chất cơ lí của đất nền và độ cứng của hệ quây giữ. Đối với kết cấu khung khép kín này, phải tính theo tổ hợp nội lực bất lợi nhất và chuyển vị ngang lớn nhất do tác động của tải trọng bất lợi nhất sinh ra. Phải tính toán theo các công đoạn khác nhau của từng giai đoạn đào đất khác nhau và từng phương thức đào đất khác nhau. Với tải trọng bất lợi trong từng công đoạn khác nhau, phải lần lượt tính nội lực và chuyển vị của hệ quây giữ và hệ chống đỡ bằng bêtông cốt thép.

1. Trình tự và yêu cầu tính toán

Theo sơ đồ tính (hình 6.12):

1) Lựa chọn thông số hình học phù hợp của kết cấu, tính độ cứng biến dạng ngang K_c của chống bằng BTCT.

$$K_c = \frac{1}{\delta} \tag{6.22}$$

Trong đó:

δ - độ mềm biến dạng của chống BTCT, ý nghĩa vật lí của nó là: chuyển vị ngang của điểm chống (tức dầm quây) khi thanh chống BTCT theo chu vi của hố móng chịu tác dụng của lực đơn vị phân bố đều R = 1.

Do chống giữ bằng bêtông cốt thép nên dưới tác động của lực chống giữ thì chuyển vị ngang trên các mặt cắt khác nhau của dầm quây cũng khác nhau, độ cứng chống giữ K_c cũng khác nhau. Để khống chế chuyển vị ngang lớn nhất của thân tường hố móng, khi tính toán nên thiên về an toàn, vậy có thể lấy chuyển vị ngang lớn nhất của dầm quây chống giữ bằng bêtông cốt thép làm độ mềm biến dạng ngang.

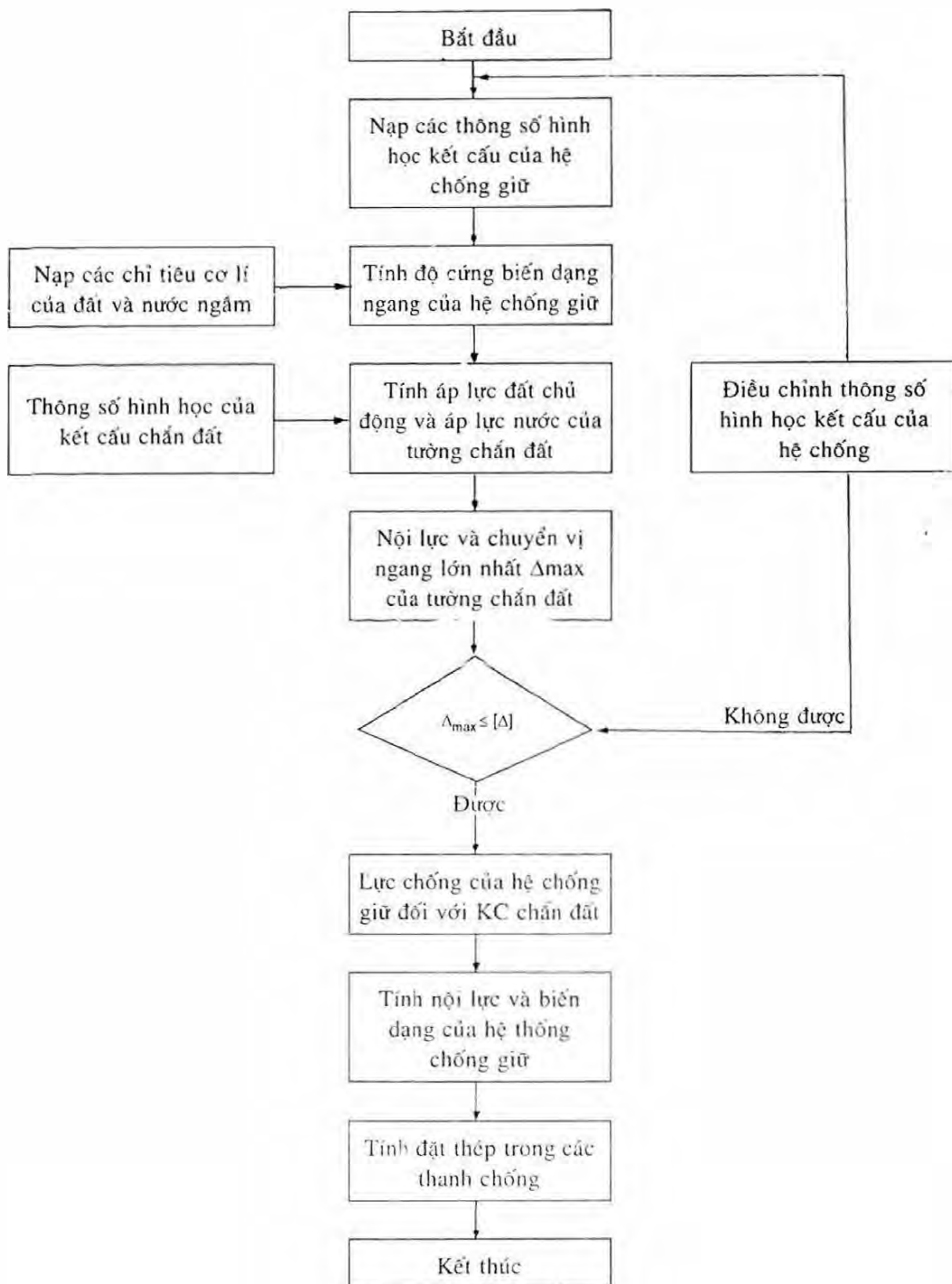
2) Căn cứ vào các chỉ tiêu tính năng cơ lí của lớp đất, theo trình tự của phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh, tính nội lực của tường quây giữ và chuyển vị ngang lớn nhất Δmax của thân tường, đồng thời tìm lực chống N của thanh chống đối với kết cấu thân tường.

3) Nhận xét chuyển vị ngang lớn nhất của thân tường hố móng có đáp ứng được hay chưa:

$$[\Delta max] \leq [\Delta] \tag{6.23}$$

Trong đó:

$[\Delta]$ - chuyển vị ngang lớn nhất cho phép ở mép biên hố móng.



Hình 6.12: Sơ đồ tính toán

Nếu như công thức (6.23) không thoả mãn thì điều chỉnh lại thông số hình học của thanh chống bêtông cốt thép, nâng cao độ cứng ngang của chúng, lặp lại các bước tính toán 1), 2), 3) nói trên cho đến khi thoả mãn công thức (6.23).

Khi công thức (6.23) không thoả mãn, để điều chỉnh độ cứng của toàn bộ hố móng, thường có thể áp dụng các biện pháp như sau:

1) Điều chỉnh cốt cao của hệ chống giữ.

2) Tăng thêm kích thước mặt cắt của thanh chống, tức tăng thêm độ cứng biến dạng ngang của hệ thống chống;

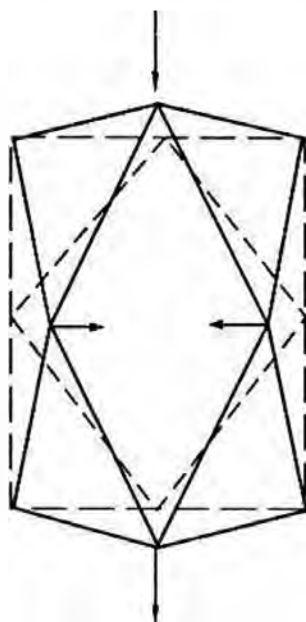
3) Tăng thêm độ dày tường chắn, hoặc tăng thêm độ cắm sâu vào trong đất.

Trong ba phương pháp điều chỉnh nói trên, điều chỉnh cốt cao của hệ thống chống là có hiệu quả nhất đối với việc khống chế biến dạng ngang của hố móng, nếu vẫn chưa có cách nào thoả mãn được thì lại điều chỉnh theo các bước 2), 3) cho đến khi thoả mãn công thức (6.23).

4) Dùng phương pháp phần tử hữu hạn để tính nội lực của thanh chống bêtông cốt thép và tính toán việc đặt thép.

2. Sơ đồ tính toán

Hố móng có mặt bằng là hình chữ nhật, khi sử dụng cọc nhồi để chắn đất và chống bằng hệ thống chống góc, bởi vì tổng áp lực đất ở ngoài hố mà cạnh dài phải chịu sẽ lớn hơn cạnh ngắn, thường thường sẽ sinh ra chuyển vị cơ cấu, như thể hiện trên hình 6.13.



Hình 6.13: *Sơ đồ chuyển vị cơ cấu*

Khi tải trọng ở các thành bên của hố móng chênh nhau khá nhiều, nếu các hố móng ở liền kề nhau cùng đào một lúc, các công trình ở bên cạnh gần kề với hố móng tiến hành việc đóng cọc và các nhân tố khác...điều đó sẽ dẫn đến thành bên của hố móng

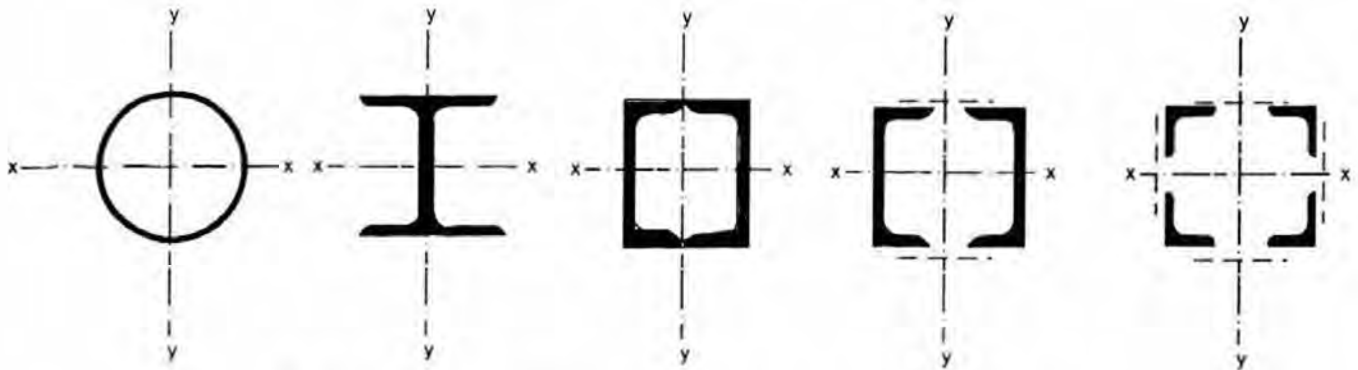
không cân bằng về tải trọng, có thể làm toàn bộ hố móng bị "trôi dịch" về một phía, gây ra chuyển vị rất lớn cho hệ thống chống giữ.

Để tính toán chuyển vị cơ cấu hoặc chuyển vị thể cứng nói trên, phải xem hệ thống chống giữ và kết cấu chắn đất là kết cấu không gian để tiến hành phân tích.

6.2.4. Cấu tạo của kết cấu chống giữ

6.2.4.1. Cấu tạo của kết cấu chống giữ bằng thép

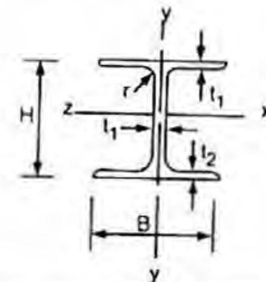
Mặt cắt thường dùng của thanh chống và dầm quây có thép ống, thép chữ H, thép chữ I, thép lòng máng và các mặt cắt tổ hợp của chúng, như thể hiện trên hình 6.14.



Hình 6.14: Mặt cắt thường dùng của thanh chống bằng thép

Bảng 6.3 và bảng 6.4 là quy cách và đặc trưng mặt cắt của thép chữ H và thép ống thường dùng.

Bảng 6.3. Đặc trưng mặt cắt của thép chữ H



Kích thước mặt cắt					Diện tích mặt cắt, (cm²)	Trọng lượng đơn vị (kg.m⁻¹)	Đặc trưng mặt cắt					
							Mômen quán tính (cm⁴)		Môđun mặt cắt (cm³)		Bán kính quay (cm)	
H × B	H × B	t_1	t_2	γ			J_x	J_y	W_x	W_y	R_x	R_y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
200 × 200	200 × 200	8	12	13	63,53	49,9	4720	1600	472	160	8,62	5,02
	200 × 204	12	12	13	71,53	56,2	4980	1700	498	167	8,35	4,88
250 × 250	250 × 250	9	14	16	92,18	72,4	10800	3650	867	292	10,8	6,29
	250 × 255	14	14	16	104,7	82,2	11500	3880	919	304	10,5	6,09

Bảng 6-3 (tiếp theo)

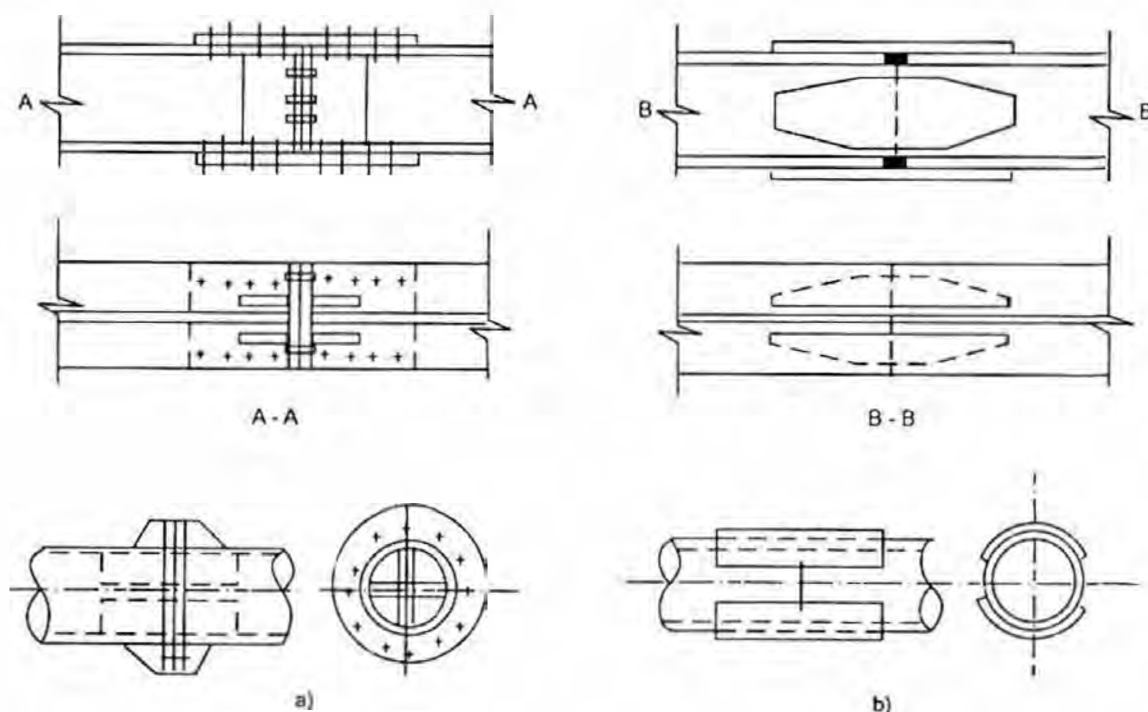
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
300 × 300	294 × 302	12	12	18	107,7	84,5	16900	5520	1150	365	12,5	7,16
	300 × 300	10	15	18	119,8	94,0	20400	6750	1360	450	13,1	7,51
	300 × 305	15	15	18	134,8	106	21500	7100	1440	466	12,6	7,26
350 × 350	344 × 348	10	16	20	146,0	115	33300	11200	1940	646	15,1	8,78
	350 × 350	12	19	20	173,9	137	40300	13600	2300	776	15,2	8,84
400 × 200	396 × 199	7	11	16	72,16	56,6	20000	1450	1010	145	16,7	4,48
	400 × 200	8	13	16	84,12	66,0	23700	1740	1190	174	16,8	4,54
400 × 300	390 × 300	10	16	22	136,0	107	38700	7210	1980	481	16,9	7,28
400 × 400	388 × 402	15	15	22	178,5	140	49000	16300	2520	800	16,6	9,54
	394 × 398	11	18	22	186,8	147	56100	18900	2850	951	17,3	10,1
	400 × 400	13	21	22	218,7	172	66600	22400	3330	1120	17,5	10,1
450 × 200	446 × 119	8	12	18	84,3	66,2	28700	1580	1290	159	18,5	4,33
	450 × 200	9	14	18	96,76	76,0	33500	1870	1490	187	18,6	4,40
450 × 300	440 × 300	11	18	24	157,4	124	56100	8110	2550	541	18,9	7,18
500 × 200	496 × 199	9	14	20	101,3	79,5	41900	1840	1690	185	20,3	4,27
	500 × 200	10	16	20	114,2	89,6	47800	2140	1910	214	20,5	4,33
	506 × 201	11	19	20	131,3	103	56500	2580	2230	257	20,7	4,43
500 × 300	482 × 300	11	15	26	145,5	114	60400	6760	2500	451	20,4	6,82
	488 × 300	11	18	26	163,5	128	71000	8110	2910	541	20,8	7,04
500 × 500	492 × 465	15	20	26	259,6	204	118000	33500	4800	1440	21,3	11,4
	502 × 465	15	25	26	306,1	240	147,000	41900	5850	1800	21,9	11,70
	502 × 470	20	25	26	331,2	260	152000	43300	6060	1840	21,4	11,40
600 × 200	596 × 199	10	15	22	120,5	94,6	68700	1980	2310	199	23,9	4,05
	600 × 200	11	17	22	134,4	106	77600	2280	2590	228	24,0	4,12
	606 × 201	12	20	22	152,5	120	90400		2980	271	24,3	4,22
600 × 300	582 × 300	12	17	28	174,5	137	103000	7670	3530	511	24,3	6,63
	588 × 300	12	20	28	192,5	151	118000	9020	4020	601	24,8	6,85
	594 × 302	14	23	28	222,4	175	137000	10600	4620	701	24,9	6,90
700 × 300	692 × 300	13	20	28	211,5	166	172000	9020	4980	602	28,6	6,53
	700 × 300	13	24	28	235,5	185	201000	10800	5760	722	29,3	6,78
800 × 300	792 × 300	14	22	28	243,4	191	254000	9930	6410	662	32,3	6,39
	800 × 300	14	26	28	267,4	210	292000	11700	7290	782	33,0	6,62
900 × 300	890 × 299	15	23	28	270,9	213	345000	10300	7760	688	35,7	6,16
	900 × 300	16	28	28	309,8	243	411000	12600	9140	813	36,4	6,39
	912 × 302	18	34	28	361,0	286	498000	15700	10900	1010	37,0	6,50

Bảng 6.4. Đặc trưng mặt cắt của thép ống

Đường kính ngoài (mm)	Độ dày (mm)	Diện tích mặt cắt (mm^2)	Trọng lượng ($kg.m^{-1}$)	Mômen quán tính (cm^4)	Môđun mặt cắt (cm^3)	Bán kính quay (mm)	Diện tích mặt ngoài ($m^2.m^{-1}$)
500	9	138.8	109	41800	1670	17.4	1.57
	12	184.0	144	54800	2190	17.3	
	14	213.8	168	63200	2530	17.2	
600	9	167,1	131	72000	2430	20,9	1,88
	12	221,7	174	95800	3200	20,8	
	14	257,7	202	11100	3690	20,7	
	16	293,6	230	1250	4180	20,7	
700	9	195,4	153	117000	3330	24,4	2,20
	12	259,4	204	154000	4390	24,3	
	14	301,7	327	178000	5070	24,3	
	16	343,8	270	201000	5750	24,2	
406.4	9	112,4	88,4	22200	1090	14,0	1,27
	12	148,7	117	28900	1420		
508.0	9	141,1	111	43900	1730	17,6	1,59
	12	187,0	147	57500	2260	17,5	
	14	217,3	171	66300	2610	17,5	
609.6	9	169,8	133	76600	2510	21,2	1,91
	12	225,3	177	101000	3300	21,1	
	14	262,0	206	116000	3180	21,1	
	16	298,4	234	132000	4320	21,0	
711.2	9	198,5	156	122000	3440	24,8	2,23
	12	263,6	207	161000	4530	24,7	
	14	306,6	241	186000	5240	24,7	
	16	349,4	274	212000	5940	24,6	
812,8	9	227,2	178	184000	4520	28,4	2,55
	12	301,9	237	242000	5960	28,3	
	14	351,3	276	280000	6900	28,2	
	16	400,5	314	318000	7820	28,2	
914.4	12	340,2	267	346000	7580	31,9	2,87
	14	396,0	311	401000	8780	31,8	
	16	451,6	354	456000	9970	31,8	
	19	534,5	420	536000	11700	31,7	
1016	12	378,5	297	477000	9390	35,5	3,19
	14	440,7	346	553000	10900	35,4	
	16	502,7	395	628000	12400	35,4	
	19	595,1	467	740000	74000	35,2	

Cấu tạo mắt nối là một nội dung quan trọng cần phải đặc biệt chú ý trong khi thiết kế chống giữ bằng thép, cấu tạo mắt nối không thoả đáng dễ làm cho hố móng bị biến dạng quá lớn.

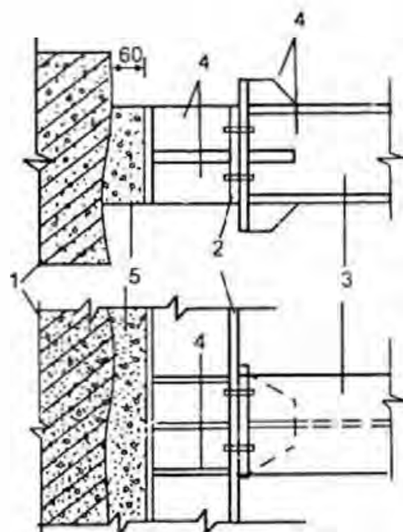
Hình 6.15 là mấy phương pháp ghép nối thép chữ H và thép ống. Trong đó, hình 6.15a là nối vặn ren, 6.15b là nối hàn. Nối hàn thường có thể đạt yêu cầu mặt cắt đồng cường độ, tính năng truyền lực khá tốt, nhưng khối lượng công việc ở hiện trường lớn. Nối vặn ren thì độ tin cậy không bằng nối hàn nhưng thuận tiện ghép nối ngay ở hiện trường.



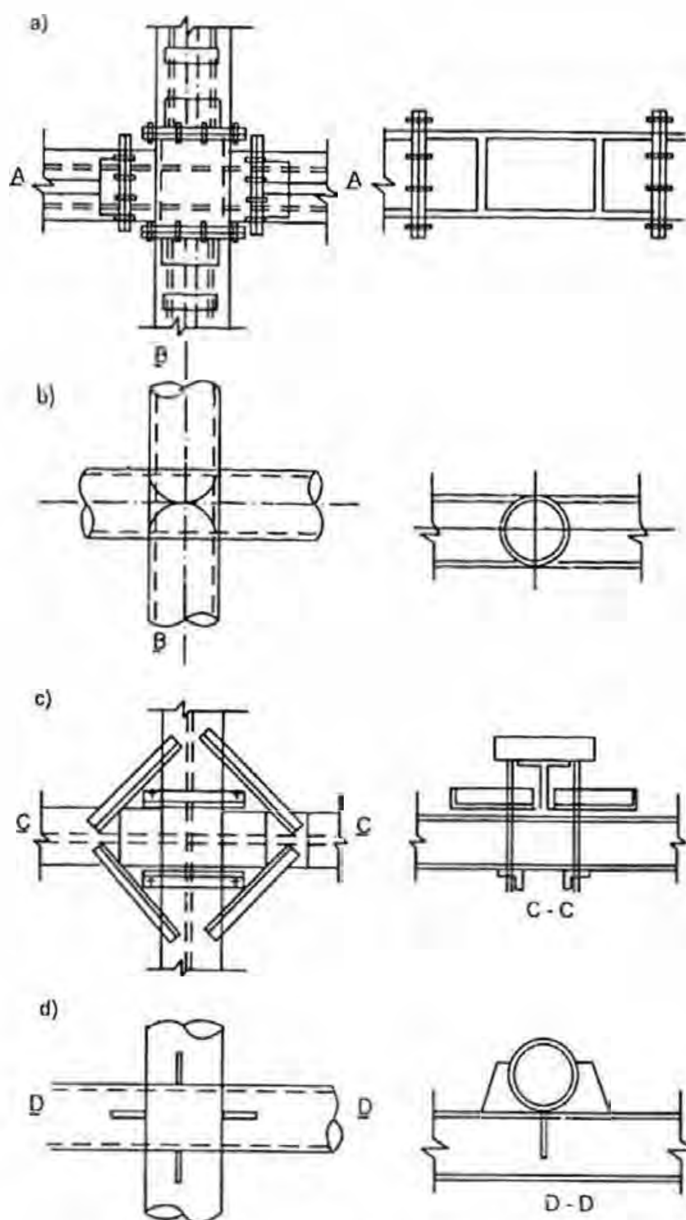
Hình 6.15: Mắt nối thép chữ H và thép ống
a) Nối vặn ren; b) Nối hàn.

Khi dùng thép chữ H làm dầm quây, tuy trong mặt phẳng chính của nó tính năng chịu uốn rất tốt, nhưng tính năng chịu cắt và chịu xoắn lại kém, phải có biện pháp cấu tạo thoả đáng để bù lại. Hình 6.16 là liên kết giữa dầm quây với thanh chống; giữa dầm quây với tường chắn nhồi kín bằng bêtông đá nhỏ có thể làm cho dầm quây chịu lực đồng đều hơn, tránh bị tác động lệch tâm và sinh ra xoắn; Ở bản bụng của dầm quây và thanh chống hàn các tấm gia cường có thể làm tăng tính ổn định của bản bụng và nâng cao độ cứng chịu cắt của mặt cắt, đề phòng phá huỷ vì nén cong cục bộ.

Liên kết tại điểm giao nhau giữa các thanh chống ngang dọc có hai loại là nối phẳng và nối chồng, như hình 6.17. Thường thì, điểm nối phẳng đủ tin cậy hơn điểm nối chồng, có thể làm cho hệ thanh chống hình thành độ cứng phẳng khá lớn. Nối chồng thì thi công thuận tiện nhưng kiểu nối này sẽ hạn chế sự nén gẫy trong mặt phẳng ngang đến đâu thì cũng đang còn hoài nghi.



Hình 6.16: *Liên kết thanh chống với dầm quây bằng thép*
1. Tường quây giữ; 2. Dầm quây bằng thép; 3. Thanh chống bằng thép; 4. Bản tăng cường; 5. Nhồi kín bằng bêtông đá nhỏ.



Hình 6.17: *Phương pháp nối thanh chống giao nhau*
a) Nối phẳng thép chữ H; b) Nối phẳng thép ống;
c) Nối chồng thép chữ H; d) Nối chồng thép ống.

6.2.4.2. Cấu tạo thanh chống bằng bêtông cốt thép đổ tại chỗ

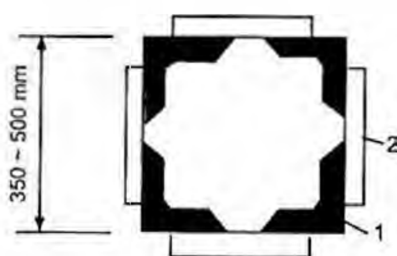
Hệ thống chống giữ bằng BTCT phải được đổ tại chỗ trong cùng một mặt phẳng. Thanh chống và dầm quây thường có mặt cắt hình chữ nhật. Độ cao mặt cắt thanh chống ngoài phải thoả mãn yêu cầu về tỉ số dài rộng của cấu kiện chịu nén (không lớn hơn 75), còn phải không nhỏ hơn 1/20 nhịp tính toán trong mặt phẳng đứng của nó (thường lấy bằng cự li trung tâm hai cột đứng kề nhau). Độ cao mặt cắt của dầm quây (kích thước theo chiều nằm ngang) không được nhỏ hơn 1/8 nhịp tính toán theo chiều nằm ngang của nó. Độ rộng mặt cắt của dầm quây (kích thước theo chiều thẳng đứng) không được nhỏ hơn độ cao mặt cắt của thanh chống.

Giữa dầm quây bằng bêtông với tường quây không được để có khe hở nằm ngang. Trong mặt phẳng đứng dầm quây có thể liên kết với thân tường bằng cốt treo, cự li cốt treo thường không lớn hơn 1,5m, đường kính phải tính toán theo trọng lượng bản thân của thanh chống và dầm quây.

Khi giữa dầm quây bằng bêtông với tường liên tục trong đất yêu cầu phải truyền dẫn lực cắt nằm ngang thì men theo độ dài của dầm quây trên thân tường cần chừa sẵn cốt lực cắt hoặc máng lực cắt.

6.2.4.3. Cấu tạo cột đứng

Trong trường hợp bình thường, từ mặt đào của hố móng trở lên dùng cột thép ghép thành, mặt cắt như hình 6.18, nhằm thuận tiện cho việc thi công cốt thép bản đáy của móng công trình chủ thể, đồng thời cũng để thuận tiện cho việc liên kết với cấu kiện thanh chống.



Hình 6.18: Mặt cắt phần trên của cột chống
1. Thép góc L 120 × 10;
2. Bản hoặc thanh ghép.

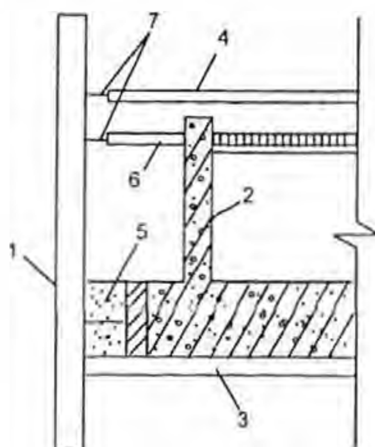
Cột chống từ mặt đào trở xuống có thể dùng cọc khoan lỗ đường kính không nhỏ hơn 650mm (cũng có thể lợi dụng cọc công trình), cũng có thể dùng cọc thép ống hoặc cọc thép chữ H có mặt cắt bằng với phần cột ở bên trên. Khi dùng cọc khoan lỗ thì cột đứng ở bên trên nó phải có phần chiều dài chôn vào trong cọc không nhỏ hơn 4 lần cạnh dài của cột đứng thép và phải hàn nối với lồng cốt thép ở trong cọc.

Để đề phòng cột đứng bị lún hoặc sự đàn hồi của đất ở đáy hố gây ra ảnh hưởng bất lợi cho kết cấu chống giữ thì đầu dưới của cột đứng phải chống vào tầng đất tương đối tốt. Ở vùng đất mềm yếu, độ sâu chân cột đứng kể từ mặt đào trở xuống không nên nhỏ hơn 2 lần độ sâu đào hố móng.

6.2.5. Những điểm trọng yếu khi thi công kết cấu chống giữ

Sau khi thiết kế bố trí hợp lí kết cấu chống giữ thì bảo đảm chất lượng thi công cũng là một điều cực kì quan trọng. Trình tự lắp dựng và tháo dỡ hệ thống chống bắt buộc phải phù hợp với các giai đoạn thiết kế kết cấu chống, phối hợp chặt chẽ với việc đào hố móng và thi công công trình chủ thể.

Tất cả các thanh chống phải được lắp vào hào đào trên mặt nền đất, với nguyên tắc đào theo phân tầng thì phải thực hiện bằng được việc lắp hệ chống trước rồi sau đó mới đào đi phần đất bên dưới nó. Sau khi đã hoàn thành bản đáy hoặc bản sàn của kết cấu chủ thể và đã đạt được cường độ thiết kế nhất định, có thể nhờ vào cường độ hoặc độ cứng trong mặt phẳng của cấu kiện bản đáy hoặc bản sàn để tháo dỡ một bộ phận thanh chống tương ứng, nhưng trước đó nhất thiết phải bố trí được những vật truyền lực đủ tin cậy giữa kết cấu chủ thể với tường quây, như hình 6.19.



Hình 6.19: Lợi dụng kết cấu chủ thể để nêm chống giữ tường quây
1. Tường quây; 2. Tường ngoài nhà ngầm; 3. Tầng đệm bằng bêtông; 4. Chống ngang; 5. Băng BT đổ tại chỗ; 6. Chống ngắn; 7. Dầm quay.

Mặt cắt cấu kiện truyền lực phải xác định theo nội lực khi nêm chống. Khi không thể lợi dụng được kết cấu chủ thể để nêm chống thì phải căn cứ vào nội lực khi nêm chống để lắp hệ thống chống mới trước rồi sau đó mới được tháo dỡ hệ thống chống đã có.

Với loại hố móng sử dụng thanh chống bằng BTCT, thường thì sau khi bêtông đã đạt được 80% cường độ thiết kế mới có thể đào phần đất ở bên dưới thanh chống. Tháo dỡ hệ thống chống bằng BTCT thường phải dùng bộc phá. Trước khi thực hiện đánh bộc phá phải làm tốt phần kế hoạch thi công, nghiêm khắc hạn chế lượng thuốc nổ và thời gian dẫn nổ, đồng thời phải có biện pháp bảo vệ an toàn hữu hiệu cho các công trình ở xung quanh.

Thi công thanh chống bằng thép, bắt buộc phải định ra biện pháp kiểm tra chất lượng chặt chẽ, bảo đảm chất lượng thi công mối nối của cấu kiện.

Căn cứ vào điều kiện hiện trường, khả năng của cần trục và tình hình cụ thể về bố trí thanh chống, cố gắng tối đa ghép thành những đoạn lắp thanh chống tương đối dài ở trên mặt đất, giảm bớt mắt nối phải thi công trong hố móng. Với loại thanh chống bằng thép sử dụng nhiều năm, phải qua kiểm tra xác nhận là kích thước... phù hợp với yêu cầu sử dụng thì mới được sử dụng. Độ dài mỗi đoạn lắp ghép ở trong hố móng của

dầm quây bằng thép không nên nhỏ hơn cự li giữa 4 điểm thanh chống kề nhau. Điểm nối ghép nên bố trí ở gần chỗ thanh chống chính. Khi cấu kiện chống giữ xuyên qua bản đáy của công trình chính hoặc là tường ngoài, phải làm tấm cách nước.

Sau khi thanh chống thép đã lắp vào vị trí, phải căng dự ứng lực theo yêu cầu thiết kế, khi có điều kiện thì ở mỗi thanh chống đặt một kích có đồng hồ đo, như vậy có thể đề phòng thanh chống bị lỏng. Khi tăng áp lực từng thanh, phải chỉnh lại dự áp lực cho thanh ở liền kề. Khi độ dài thanh chống quá 30m, phải đồng thời tăng áp ở cả 2 đầu thanh, áp lực phải tăng theo từng cấp, tăng đi tăng lại nhiều lần. Thường thì dự áp lực nên điều chỉnh ở mức bằng 50% lực trục thiết kế, không nên cao quá. Khi dự áp lực tăng tới 80% lực trục của thanh chống thì phải đề phòng kết cấu quây giữ bị đẩy nghiêng ra ngoài, bị phá hỏng hoặc ảnh hưởng đến các công trình ở gần hố móng.

6.3. VÍ DỤ THỰC TẾ

6.3.1. Giới thiệu sơ lược

Quảng trường Nam Dương Thượng Hải ở góc tây bắc chỗ cắt nhau giữa đường Uy Hải với đường Thạch Môn Thượng Hải. Nhà chính trên mặt đất 38 tầng, nhà quây trên mặt đất 4 tầng. Nhà chính và nhà quây đều có 3 tầng ngầm. Diện tích chiếm đất của hố móng khoảng 5750m^2. Độ sâu hố móng nhà chính 15,70m, nhà quây 14,5m, kết cấu móng là cọc khoan nhồi. Bản đáy nhà chính dày 3,0m, bản đáy nhà quây là kết cấu móng băng giao cắt chữ thập (+) dày 2,5m. Ba tầng ngầm của nhà chính có độ cao lần lượt là 4,5m, 5,0m, 3,5m; ba tầng ngầm của nhà quây có độ cao lần lượt là 4,5m, 3,5m, 4.5m, khoảng cách tịnh giữa tường ngoài của nhà ngầm với cạnh trong của tường quây giữ là 400mm.

6.3.2. Tình hình địa chất công trình

Quảng trường Nam Dương có địa mạo đơn giản, địa hình bằng phẳng. Cốt của vùng đất sẽ xây nhà trong phạm vi 2,4m - 3,44m. Nước ngầm ở dưới mặt đất khoảng 0,5m. Theo báo cáo khảo sát địa chất công trình, các chỉ tiêu cơ lí chủ yếu của các lớp đất cho trong bảng 6.5.

Bảng 6.5. Chỉ tiêu tính chất cơ lí chủ yếu

Tầng đất		Độ ẩm W (%)	Trọng lượng (kN.m^{-3})	Tỉ trọng G_s	Hệ số rỗng e	Trị đỉnh cắt phẳng nhanh	
Tầng thứ	Tên đất					Lực dính c (kPa)	Góc ma sát trong ϕ (^{o})
1	Đất lấp tạp		18,0			20	
2	Đất sét bột	32	18,5	2,73	0,91	20	20
3	Đất sét bột bùn	43,6	17,8	2,73	1,20	10,7	23
4	Đất sét bùn	50,5	17,0	2,75	1,43	13	11
5-1	Đất sét bột bùn	39,3	17,9	2,73	1,12	12	20
5-2	Đất sét bột kẹp cát	33,1	18,5	2,72	0,96	13	26

6.3.3. Sơ lược về tình hình điều kiện xung quanh

Mặt phía nam của vùng đất công trình này là đường Uy Hải, dưới mặt đường có các loại đường ống cấp nước, khí đốt, thoát nước mưa, điện thoại..., đường ống trong cùng ở chỗ gần nhất cách hố móng khoảng 7m. Mặt phía đông là đường Thạch Môn, dưới mặt đường có nhiều loại đường ống, nhưng cách hố móng tương đối xa. Cách mép trong của hố móng 4,7m có một ngôi nhà đang chờ dỡ bỏ. Phía bắc hố móng là thương trường Uy Hải đang thi công, nhưng còn chưa đào hố móng, chỗ gần nhất cách khoảng 6m. Mặt tây hố móng có nhiều ngôi nhà dân, chỗ gần nhất cách cạnh trong hố móng chỉ có 3,7m. Yêu cầu phải bảo vệ các công trình xung quanh là khá cao.

6.3.4. Tính toán kết cấu chắn giữ hố móng

6.3.4.1. Lựa chọn, bố trí kết cấu quây giữ và hệ kết cấu chắn giữ

Dùng kết cấu tường liên tục trong đất để quây giữ hố móng. Ở bộ phận nhà chính tường trong đất dày 1,0m, tường sâu kể từ mặt đất xuống là 30,5m; Bộ phận nhà quây tường trong đất dày 0,8m, tường sâu kể từ mặt đất xuống là 29,3m. Tường trong đất đổ BTCT tại chỗ, đầu nối làm theo kiểu ống khoá miệng, tự thân tường chống thấm.

Kích thước mặt bằng hố móng tương đối vuông vắn hình chữ nhật, nhưng ở cạnh Bắc của hố móng có hai chỗ góc gẫy vào phía trong là góc tù. Bố trí mặt phẳng của hệ thống chống giữ hố móng áp dụng hình thức không gian lớn cấu tạo bởi dàn chống biên và hai hệ chống tập trung đối đầu cùng với các dàn chéo góc, để thuận lợi cho việc đào đất và tránh các kết cấu chủ thể. Bố trí mặt bằng của hàng dầm quây, thanh chống, cột đứng bằng thép thứ nhất xem hình 6.20. Bố trí mặt đứng của thanh chống, xà quây xem hình 6.21. Làm ba hàng thanh chống và dầm quây, đều bằng BTCT đổ tại chỗ. Trên đỉnh của tường liên tục trong đất có làm dầm vòng đỉnh bằng BTCT đổ tại chỗ, mặt cắt dầm vòng đỉnh (tường dẫn ngoài không dỡ bỏ) ở phần nhà chính là 1000mm × 600mm (cốt tính từ tim ở bên dưới mặt đất 700mm). Cốt kể từ tim hàng thanh chống và dầm quây thứ nhất ở phía dưới mặt đất 1,7m, mặt cắt dầm quây 1200mm × 900mm. Mặt cắt thanh chống 900mm × 800mm. Bên dưới thanh chống có cột đứng bằng thép kiểu ghép thanh và có cọc chân cột chống. Cột đứng làm bằng 4L140 × 14, mặt cắt cột đứng là 460mm × 460mm. Cọc cột đứng cố gắng lợi dụng cọc công trình. Cọc cột đứng phải làm là cọc nhồi khoan lỗ ϕ850mm. Đáy cọc sâu bên dưới đáy hố móng 25m. Xung quanh phía bên trong hố móng dùng nền gia cố đáy hố. Nhà chính và nhà quây đều dùng cọc trộn ximăng đất, bề rộng gia cố 6,2m, độ sâu gia cố phía dưới đáy hố 4m. Cọc trộn ximăng đất với lượng trộn ximăng là 13%.

6.3.4.2. Tính áp lực nước đất

Áp lực nước đất dùng cách tính riêng rẽ, áp lực đất tính theo lí thuyết áp lực đất Rankine, siêu tải mặt đất lấy bằng 20 kN/m^2. Áp lực nước tính theo phương pháp gần đúng khi áp lực nước có chảy thấm ổn định. Kết quả tính áp lực nước như hình 6.22.

Hình 6.20: Sơ đồ bố trí mặt bằng dầm quây, thanh chống, cột chống thứ nhất

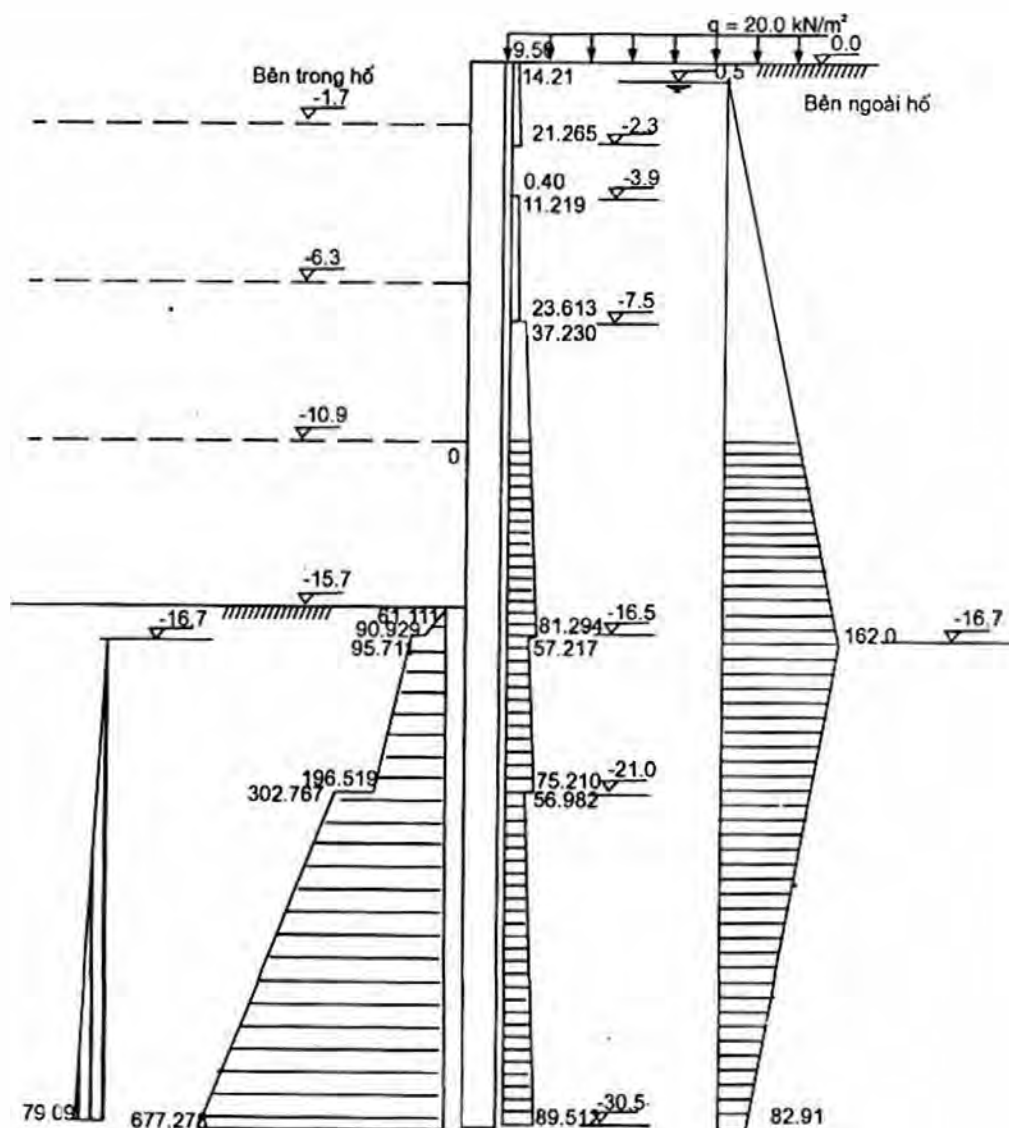
Dầm quây ở đỉnh
1000 x 606
± 0.00
-0.50
Tường dẫn ngoài
không đỡ
-1.50
Dầm xà quây 1200 x 900
Hàng chống thứ nhất 900x800
-2.20
① Đất lấp
-2.80
300
Cốt thép 460 460
② Đất sét bột
-4.40
-4.50
Dầm xà quây
600 x 900
Hàng chống thứ hai 1200 x800
-6.80
③ Đất sét bột bùn
-8.00
1600
-9.50
Dầm xà quây
600 x 900
Hàng chống thứ ba 1200x800
900
-11.40
④ Đất sét bùn
-13.00
Bản đáy
3000
-17.00
-16.20
⑤ - 1 Đất sét bột bùn
-21.50
Cọc khoan
nhồi ϕ 850
⑤ - 2 Đất sét bột kẹp cát
Tường trong đất
(dày 1000)
- 31.00
- 41.20

MẶT CẮT HỐ SÂU

Dầm quây ở đỉnh
800 x 600
± 0.00
-0.50
Tường dẫn ngoài
không đỡ
-1.50
Dầm xà quây 1200 x 900
Hàng chống thứ nhất 900x800
-2.20
① Đất lấp
-2.80
300
Cốt thép 460 460
② Đất sét bột
-4.40
-4.50
Dầm xà quây
400 x 900
Hàng chống thứ hai 1200 x800
900
-6.80
③ Đất sét bùn
-8.00
1600
-8.00
Dầm xà quây
400 x 900
Hàng chống thứ ba 1200x800
900
-11.40
④ Đất sét bùn
-2.50
Bản đáy
2500
-17.00
-56.20
⑤ - 1 Đất sét bột bùn
Cọc khoan
nhồi ϕ 850
-21.50
⑤ - 2 Đất sét bột kẹp cát
Tường trong đất
(dày 800)
-30.00
-41.20

MẶT CẮT HỐ THỬ

Hình 6.21: Sơ đồ bố trí mặt đứng thanh chống, cột chống dầm quây



Hình 6.22: Sơ đồ phân bố áp lực nước đất

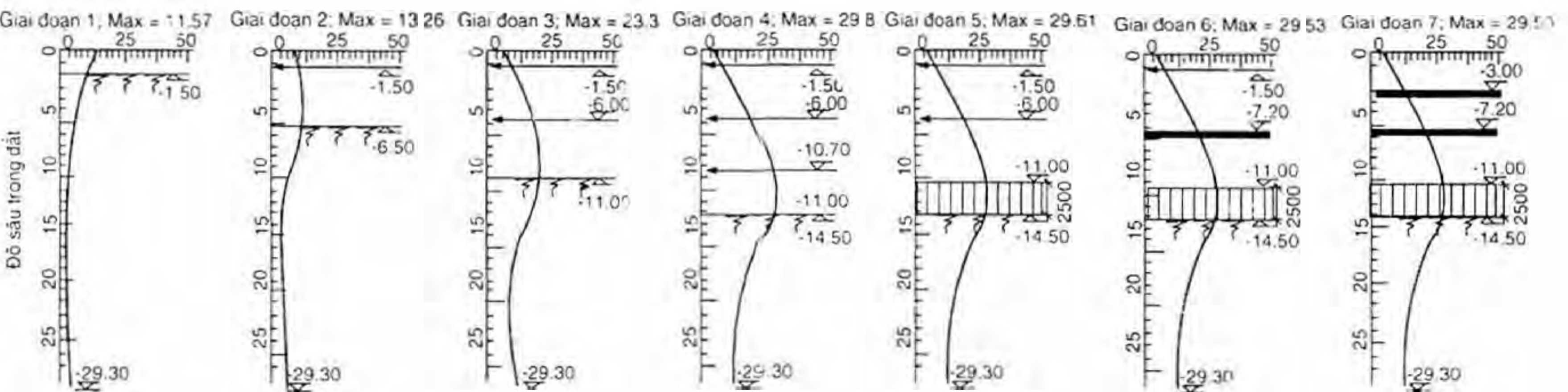
6.3.4.3. Kiểm tra tính ổn định hố móng

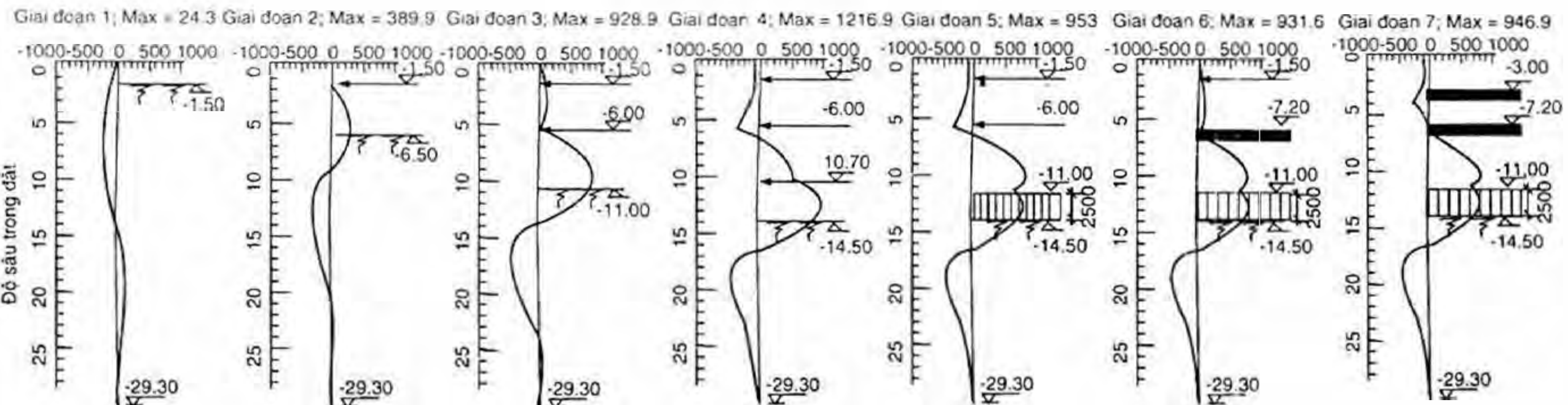
Kiểm tra tính ổn định hố móng theo mục 5.5.3 của chương 5, ngoài nội dung ấy ra thì bỏ qua các tính toán ổn định khác.

6.3.4.4. Tính nội lực và biến dạng của tường quây

Nội lực và biến dạng của tường quây tính theo chương trình phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh SAP5, tiến hành mô phỏng theo trình tự các bước thi công, có kể đến ảnh hưởng của chuyển vị thân tường và thanh chống đối với nội lực và biến dạng của kết cấu.

Trị của hệ số nền theo chiều ngang của đất nền bên dưới mặt đào trong hố móng lấy là: $K_H = mz$, $z = 0 \sim 5$m áp dụng phân bố hình tam giác, $m = 2000$ kN/m^4; $z \geq 5$m áp dụng phân bố hình chữ nhật. Vùng nền gia cố bên trong hố móng $K_H = 25000$ kN/m^4 (vùng cọc trộn ximăng đất).





Hình 6.23: Chuyển vị và mômen của tường liên tục ở vùng móng nông trong các giai đoạn thi công

Vùng hố nông (vùng tường trong đất dày 0,8m) tính nội lực và biến dạng của tường quây trong các giai đoạn đào đất và trong thời gian thi công nhà ngầm áp dụng chương trình phương pháp phần tử hữu hạn SUPER-SAP-5, kết quả như thể hiện trên hình 6.2.3.

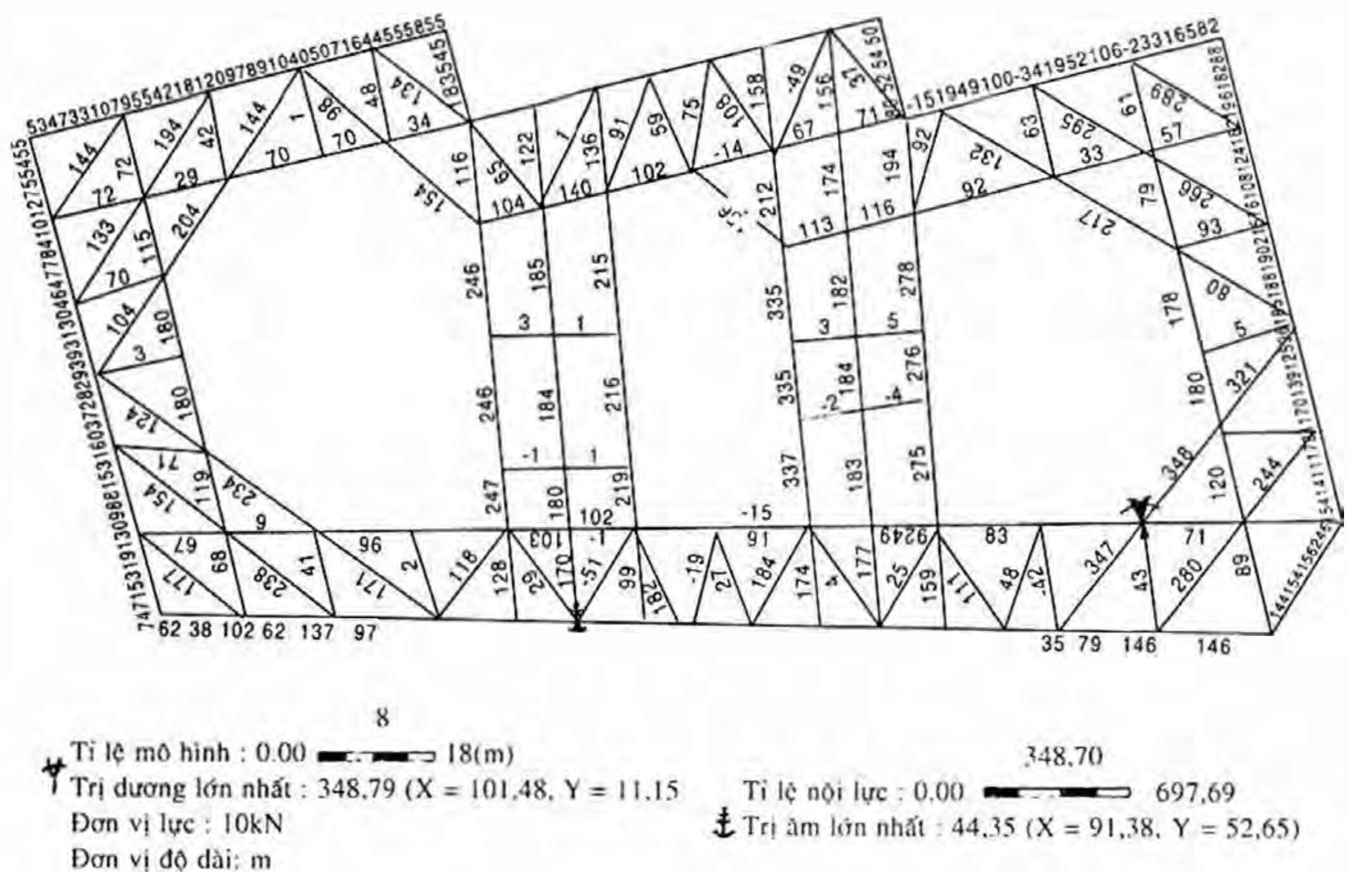
Mômen uốn và biến dạng lớn nhất của thân tường xem bảng 6.6.

Bảng 6.6. Mômen max và biến dạng lớn nhất của thân tường (dày 0,8m) trong các giai đoạn thi công

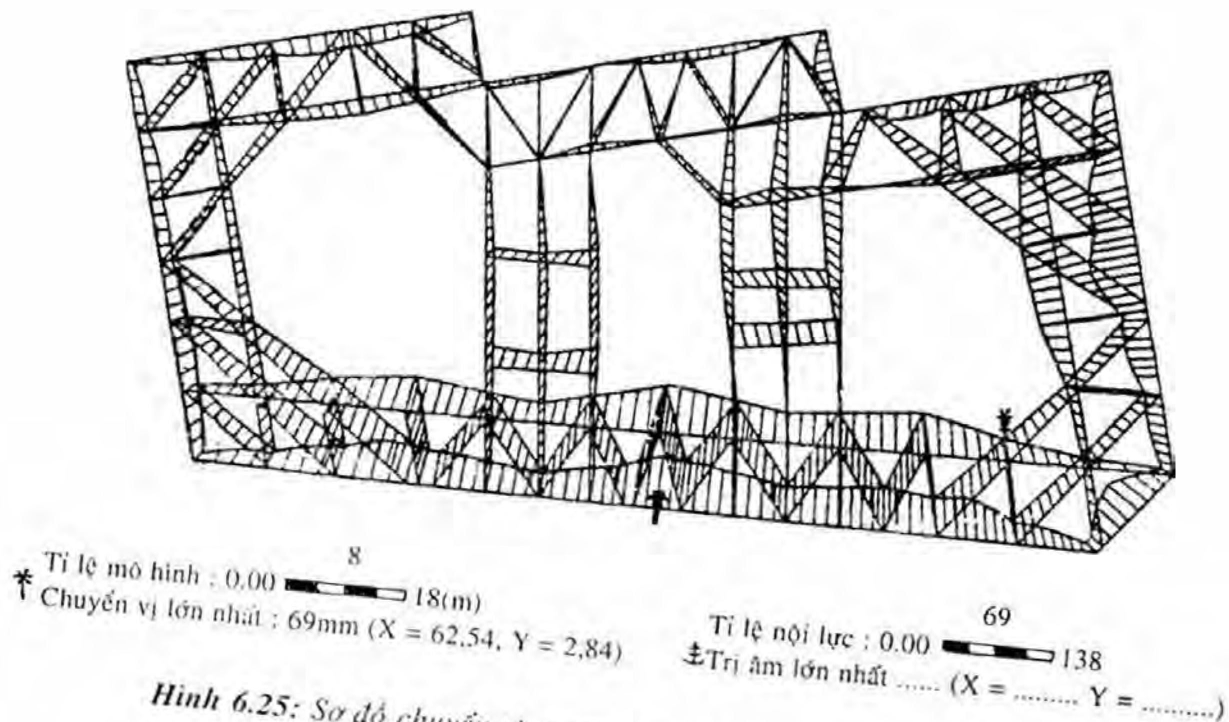
Giai đoạn thi công	1	2	3	4	5	6	7
Mômen max (kN.m/m)	243	389,9	928,9	1216,9	953	931,9	946,9
Biến dạng max (mm)	11,57	13,26	23,3	29,8	29,61	29,53	29,6

6.3.4.5. Tính nội lực và biến dạng của hệ thanh chống

Hệ thanh chống tính theo khung kín phẳng. Kết quả tính toán nội lực và biến dạng của hàng chống thứ nhất như trình bày từ hình 6.24 đến hình 6.27.

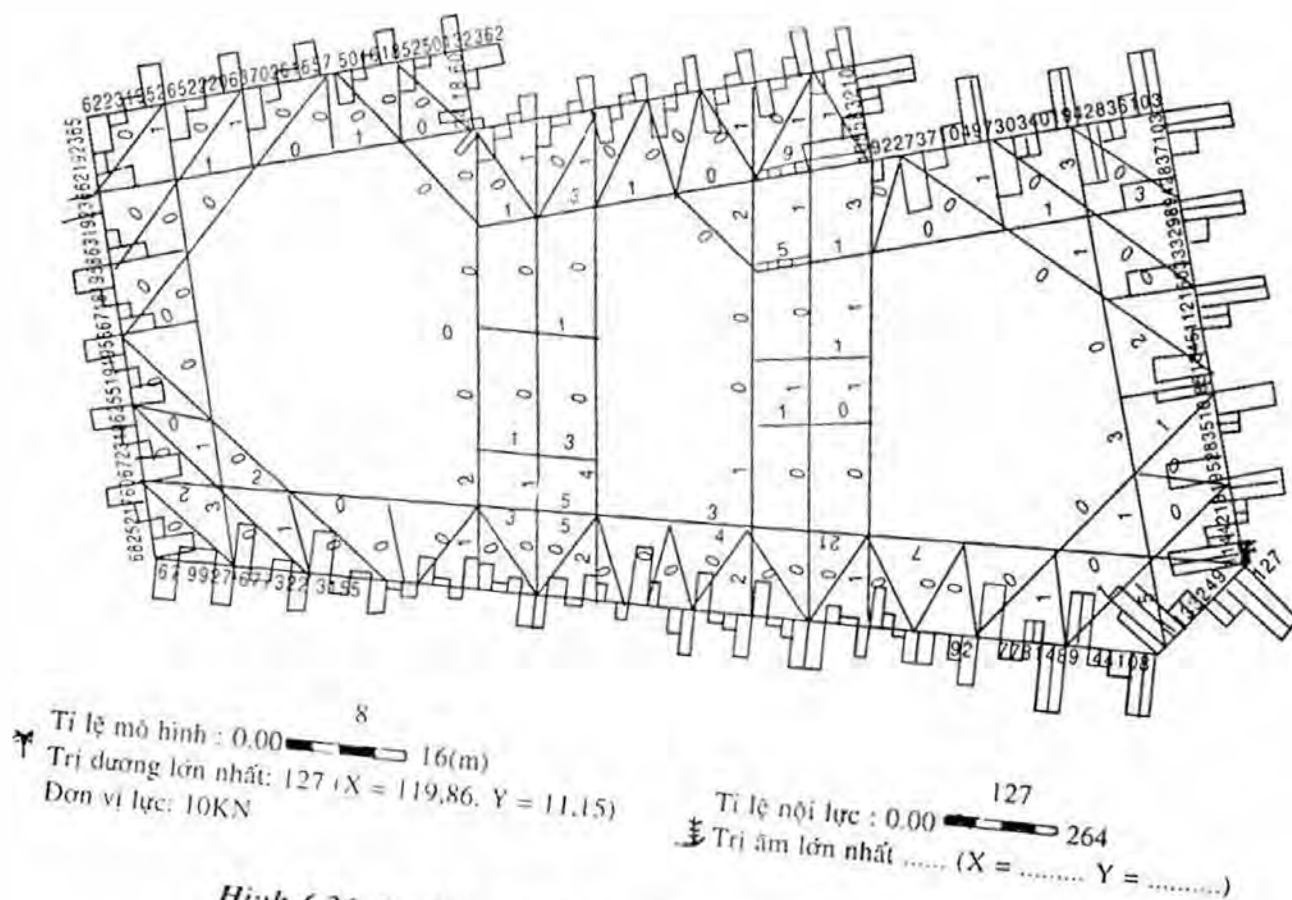


Hình 6.24: Sơ đồ lực trục tầng dầm quây và thanh chống thứ 1:
Trị dương lớn nhất của lực trục: 348,79 × 10kN;
Trị âm lớn nhất của lực trục: 44,35 × 10kN.



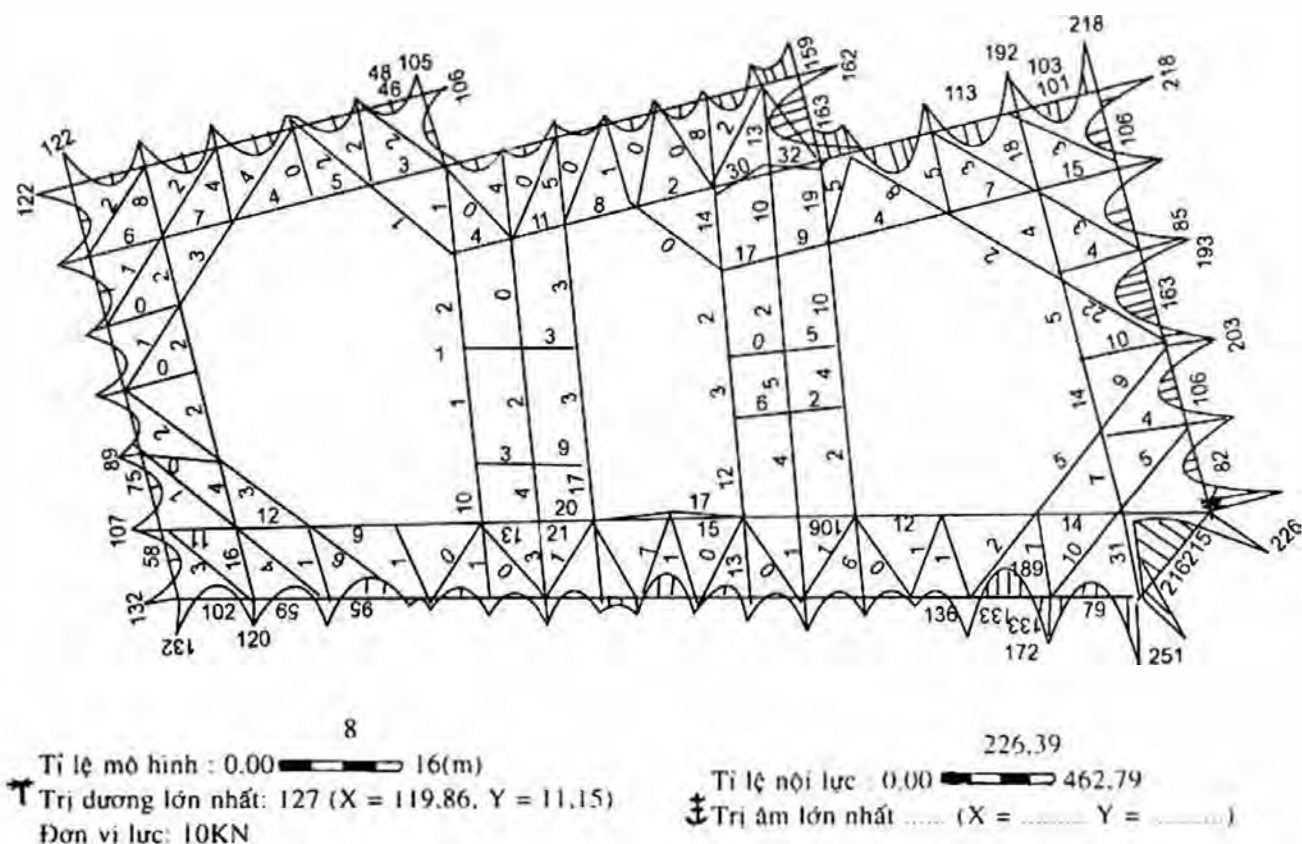
***Hình 6.25:** Sơ đồ chuyển vị ngang tầng dầm quây và thanh chống thứ 1*

Chuyển vị lớn nhất: 69mm.



***Hình 6.26:** Sơ đồ lực cắt tầng dầm quây và thanh chống thứ 1*

Lực cắt lớn nhất 1270kN.



***Hình 6.27:** Sơ đồ mômen uốn tầng dầm quây và thanh chống thứ 1*

6.3.4.6. Thiết kế tính toán cường độ kết cấu

Tính toán này áp dụng "Quy phạm thiết kế kết cấu bêtông cốt thép" (TJ10-74) (Trung Quốc).

1. Tường quây giữ liên tục trong đất

Lấy tường dày 800mm làm ví dụ, cường độ thiết kế bêtông là C30, R_w = 22,0MPa, cường độ thiết kế cốt thép cấp II là R_3 = 340MPa, lớp bảo vệ cốt thép chủ dày 7cm. Hệ số an toàn thiết kế cường độ cấu kiện chịu uốn K = 1,4. Từ nội lực tính ra mômen uốn lớn nhất của thân tường M = 1216,9 kN.m. Mômen uốn âm lớn nhất M = 520 kN.m.

Đặt thép mép trong (gần cạnh hố móng):

$$A_o = \frac{KM}{bh_o^2R_w} = \frac{1,4 \times 121,69 \times 10^5}{100 \times 73^2 \times 220} = 0,1453$$

Tra bảng $$\xi = 0,1578, \ A_g = \xi bh_o \frac{R_w}{R_g} = 74,5\text{cm}^2$$

Đặt thép 16 ϕ25 (A_g = 78,54cm^2,, đặt theo 2 ϕ25 ⓐ 125

Đặt thép mép ngoài (gần mặt đất):

$$A_o = \frac{KM}{bh_o^2R_w} = \frac{1,4 \times 52 \times 10^5}{100 \times 73^2 \times 220} = 0,1453$$

Tra bảng $\xi = 0,0642$, $A_g = \xi bh_o \frac{R_w}{R_g} = 30,3cm^2$

Đặt thép 7 ϕ25 ($A_g = 34,36cm^2$)

Theo nội lực thân tường tính đường bao mômen, xác định phạm vi đặt thép chỗ mômen lớn nhất và theo độ sâu của thân tường chia thành từng đoạn để điều chỉnh số lượng đặt thép.

Lồng cốt thép trong đoạn hào của thân tường này bố trí liền một khối, không chia ra từng đoạn. Cốt thép nằm ngang của lồng cốt thép lấy là ϕ20 ⓐ 300.

2. Dầm quây

Lấy tầng dầm quây và thanh chống thứ nhất làm ví dụ. Từ tính toán nội lực biết: mômen uốn dương lớn nhất theo chiều nằm ngang của dầm quây M = 1350kN.m, mômen uốn âm lớn nhất (chỗ gối tựa) M = 2260kN.m, sau khi điều chỉnh giảm bớt mômen uốn ở gối tựa, lấy mômen uốn dương M = 1557kN.m, mômen uốn âm ở gối tựa M = 1959kN.m, Mặt cắt dầm quây 90,0cm × 120,0cm, cường độ thiết kế của bêtông là C30, R_w = 22,0MPa, cường độ thiết kế của cốt thép cấp II: R_g = 340MPa, lớp bảo vệ cốt chủ lấy bằng 3cm, hệ số an toàn thiết kế cường độ cấu kiện chịu uốn lấy K = 1,4.

(1) Đặt thép ở chỗ gối tựa của dầm quây:

$$A_o = \frac{KM}{bh_o^2R_w} = \frac{1,4 \times 195,9 \times 10^5}{100 \times 117^2 \times 220} = 0,091$$

Tra bảng $\xi = 0,096$, $A_g = \xi bh_o \frac{R_w}{R_g} = 72,68cm^2$

Đặt thép 16 ϕ25 ($A_g = 78,54cm^2$)

(2) Đặt thép ở giữa nhịp của dầm quây:

$$A_o = \frac{KM}{bh_o^2R_w} = \frac{1,4 \times 155,7 \times 10^5}{100 \times 117^2 \times 220} = 0,072$$

Tra bảng $\xi = 0,075$, $A_g = \xi bh_o \frac{R_w}{R_g} = 56,73cm^2$

Đặt thép 11 ϕ25 ($A_g = 54cm^2$)

(3) Kiểm tra lực cắt

Từ tính toán nội lực biết: lực cắt lớn nhất ở chỗ gối tựa dầm quây là Q = 1270kN, dùng 4 cốt đai ϕ10, ở chỗ gối tựa ⓐ = 100, trong nhịp ⓐ = 200, cường độ thiết kế của cốt thép cấp I,R_g = 240MPa, bêtông R_a = 17,5MPa, thì chỗ gối tựa $A_k = 4a_k = 4 \times 0,785 = 3,14cm^2$. Hệ số an toàn thiết kế cường độ chịu cắt mặt cắt nghiêng K = 1,55, thì KQ = 1,55 × 1270 = 1968,5kN. Phải phù hợp yêu cầu sau đây: $KQ \le 0,27R_abH_o$; C30, Ra = 17,5MPa.

Tức: $0,27R_a bh_o = 0,27 \times 175 \times 100 \times 117kg = 552825kg$ (tức: 5528,25kN);

Cường độ chịu cắt tại mặt cắt nghiêng phải phù hợp với yêu cầu sau:

$$KQ \le Q_{kh}$$

$$Q_{kh} = 0,07R_a bh_o + 1,5R_g \frac{A_k}{S} h_o = (0,07 \times 175 \times 90 \times 117 + 1,5 \times 2400 \times 3,14 \times 3,14 \frac{117}{10})\ kN$$

$= 2612,49kN > KQ = 1968,5kN$ (đáp ứng yêu cầu)

3. Thanh chống

Lấy thanh chống bêtông cốt thép của tầng chống thứ nhất làm ví dụ; từ tính toán nội lực biết. lực trục lớn nhất của thanh chống N = 3487,9kN. Mặt cắt thanh chống 900 × 800mm, cường độ thiết kế của bêtông C30 là $R_w = 22,0MPa$, $R_a = 17,5MPa$. Cường độ thiết kế của cốt thép cấp II là $R_g = 340MPa$, độ dày lớp bảo vệ cốt thép lấy bằng 30mm. Tính cả siêu tải vì hàng chống thứ nhất trong khi thi công làm cầu đi lại là 10,0 kN/m^2 và trọng lượng kết cấu thì tải trọng phân bố đều là:

$q = (25 \times 0,9 \times 0,8 \times 1 + 10 \times 0,9)\ kN/m = 27\ kN/m$ tính theo dầm liên tục nhiều nhịp, nhịp có độ rộng từ giữa đến giữa là L = 13,3m, tính độ rộng nhịp tịnh $L_o = 11,0m$. Mômen giữa nhịp $M = 0,0781qL^2 = 384,3kN.m$, mômen âm của thanh chống $M = 0,107qL^2 = 526,5kN.m$. Cho rằng độ lệch tâm ban đầu khi chế tạo cấu kiện bêtông là 20mm, thì tính ra mômen uốn $M = 0,02 \times 3487,9kN.m = 69,758kN.m$, lấy bằng 70kN.m. Thanh chống tính theo cấu kiện chịu nén lệch tâm, hệ số an toàn cường độ K = 1,55

(1) Tính thép ở mặt cắt gối tựa:

Độ lệch tâm mặt cắt:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{(526,5 + 70) \times 10^2}{3487,9} cm = 17,1cm$$

$\frac{L_o}{h} = \frac{1100}{80} = 13,75 > 8$, nên phải kể đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Tìm hệ số độ lệch tâm $\alpha_1 = \frac{0,1}{0,3 + \frac{e_o}{h}} + 0,143 = 0,338$

Môđun đàn hồi của bêtông thanh chống:

$$E_h = 0,285 \times 10^5 MPa$$

Mômen quán tính mặt cắt:

$$I = \frac{B}{12} h^3 = \frac{1}{12} \times 90 \times 80^3\ cm^4 = 3,84 \times 10^6 cm^4$$

Thay vào công thức tìm η:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{kN}{10\alpha_1 E_h I} L_o^2} = 1,21.$$

Xác định xem lệch tâm lớn hay nhỏ:

$$\eta\, e_o = 1,21 \times 17,1cm = 20,69cm < 0,3h_o = 23,1cm$$

Thuộc về chịu nén lệch tâm nhỏ:

$$e = \eta\, e_o + \frac{h}{2} - a_g = \left(20,69 + \frac{80}{2} - 3\right)cm = 57,69cm$$

Đặt thép vùng chịu nén:

$$A'_g = \frac{KNe - 0,5bh_o^2R_a}{R'_g(h - a'_g)} < 0$$

Đặt thép theo cấu tạo, ta chọn 6 ϕ25, $A'_g = 29,45cm^2$

Đặt thép vùng chịu kéo:

Do $$e' = \frac{h}{2} - \eta\, e_o - a'_g = \left(\frac{80}{2} - 20,69 - 3\right)cm = 16,31cm$$

$$A_g = \frac{KN'_e - 0,5Bh_o'^2R_a}{R_g(h_o - a_g)} < 0$$

Đặt thép theo cấu tạo, ta chọn 6 ϕ25, $A'_g = 29,45cm^2$

(2) Tính thép ở mặt cắt giữa nhịp

Các bước như trên, thuộc về chịu nén lệch tâm nhỏ. A_g và A'_g đều đặt thép theo cấu tạo, ta chọn:

$$6\ \phi 25,\ A_g = A'_g = 29,45cm^2$$

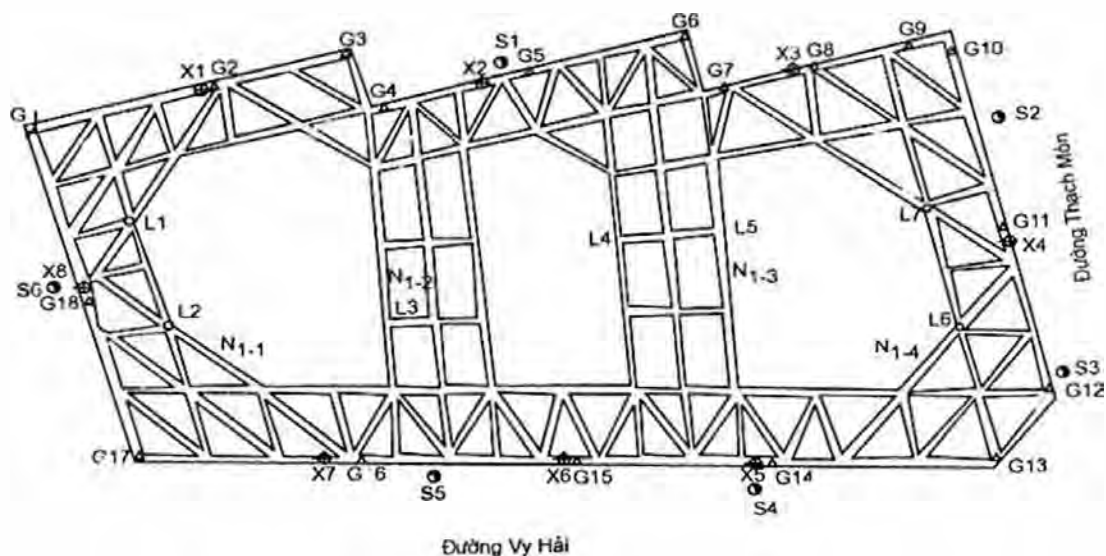
4. Cột chống đứng: thiết kế cột chống đứng là việc đơn giản nên không trình bày ở đây.

6.3.5. Quan trắc thi công

6.3.5.1. Phương án quan trắc

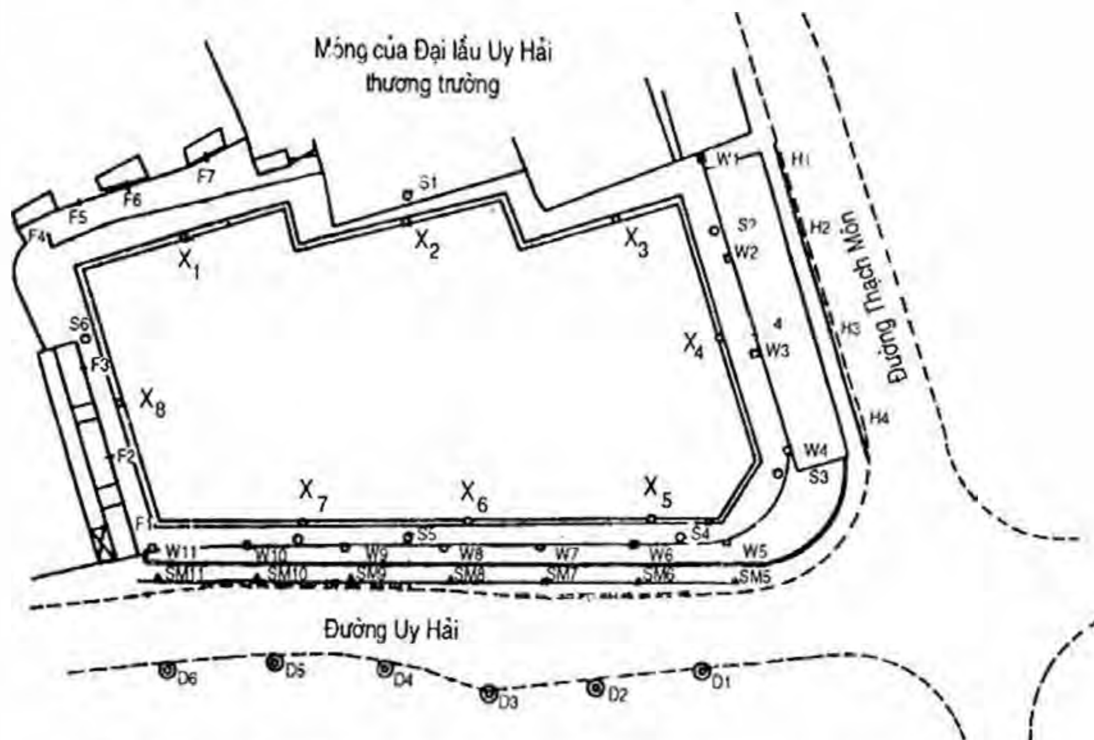
Quan trắc thi công tại công trình này gồm 2 phần là quan trắc thực trạng xung quanh và quan trắc kết cấu quây giữ, bố trí mặt bằng quan trắc kết cấu quây giữ hố móng xem hình 6.28, nội dung quan trắc gồm: (1). Chuyển vị ngang của tường liên tục trong đất (tức đo nghiêng); (2). Quan trắc chuyển vị đỉnh tường; (3). Lực trục thanh chống; (4). Quan trắc lún cột đứng; (5). Quan trắc mực nước ngầm v.v...

Bố trí mặt bằng quan trắc thực trạng ở xung quanh như hình 6.29. Nội dung là các việc quan trắc lún các loại đường ống và các công trình xây dựng ở lân cận.



Hình 6.28: *Mặt bằng quan trắc kết cấu quây giữ hố móng*

- ⊕ Lỗ đo nghiêng XI - X8;
- ◑ Lỗ quan trắc mực nước S1 - S6;
- △ Điểm quan trắc chuyển vị đỉnh tường G1 - G18;
- ○ Điểm quan trắc lún cột đứng L1 - L7;
- ■ Điểm quan trắc lực trục thanh chống N_{1-1} - N_{1-4}.



Hình 6.29: *Bố trí mặt bằng quan trắc thực trạng xung quanh*

WI - WII Điểm quan trắc mô phỏng đường ống;

D1 - D6 Điểm quan trắc gián tiếp đường điện lực;

F1 - F7 Điểm đo lún công trình;

H1 - H4 Điểm quan trắc đường điện thoại;

SM5 - SMII Điểm quan trắc đường cấp nước, khí đốt.

6.3.5.2. Kết quả quan trắc

Trong các giai đoạn thi công đã tiến hành quan trắc theo các hạng mục quan trắc, ghi được nhiều số liệu và đồ thị quan trắc, thí dụ trong giai đoạn thi công thứ 4, đã làm xong cả 3 hàng thanh chống. Khi đào tới cốt đáy móng đã ghi lại số liệu thực đo của một lần đo lực trục thanh chống như trong bảng 6.7.

Bảng 6.7. Lực trục đo được của thanh chống khi thi công hố móng sâu ở quảng trường Nam Dương Thượng Hải

Số thanh chống	Số liệu của ứng suất kế	Trị thực đo (Hz)	Lực trục thanh chống (kN)
1	2	3	4
N1-1	203	2095,6	- 912,4
	256	2203	- 584,0
		Trung bình	- 748,2
N1-2	232	1867	- 140,0
	294	2074,4	794,1
		Trung bình	327,0
N1-3	254	1882	6994,8
	247	1935,36	6915,7
		Trung bình	6955,2
N1-4	274	1996,3	3284,2
	229	2052,3	2631,1
		Trung bình	2957,7
N2-1	228	2012,6	5245,3
	292	2034	6554,7
		Trung bình	5900,0
N2-2	288	1921,6	6938,3
	298	1894,6	7773,4
		Trung bình	7432,6
N2-4	211	1872	8931,3
	237	1895	8620,7
		Trung bình	8776,0
N3-1	244	1919,8	3775,6
	271	1874,4	5107,4
		Trung bình	4441,5
N3-2	218	2036,4	3180,2
	262	2004	2747,8
		Trung bình	2964,0

Bảng 6.7 (tiếp theo)

1	2	3	4
N3-3	1014	1995,2	2789,0
	154	1979,2	3926,0
		Trung bình	3357,5
N3-4	208	1916,8	4382,0
	230	1985	3349,4
		Trung bình	3865,7

Ghi chú: *Chịu nén là dương, chịu kéo là âm*

Kết quả 1 lần thực đo chuyển vị ngang thân tường liên tục trong đất như bảng 6.8.

Bảng 6.8. Chuyển vị ngang của thân tường quan trắc khi thi công hố móng sâu quảng trường Nam Dương - Thượng Hải (lần thứ 54 ngày 11-2-1997)

Lỗ số	Độ sâu (-m)	Chuyển dịch lần đo này (mm)	Chuyển dịch cộng dồn (mm)
X2	0		4,00
	1	- 0,13	5,46
	2	- 0,02	7,57
	3	- 0,23	10,12
	4	- 0,32	12,49
	5	- 0,44	14,66
	6	- 0,34	16,79
	7	- 0,59	19,85
	8	- 0,53	22,98
	9	- 0,68	25,72
	10	- 0,72	27,79
	11	- 0,84	29,33
	12	- 0,93	30,34
	13	- 1,06	31,73
	14	- 0,82	32,18
	15	- 0,99	31,91
	16	- 0,72	30,89
	17	- 0,57	30,67
	18	- 0,47	28,41
	19	- 0,40	27,07
	20	- 0,19	23,37
	21	- 0,06	21,07
	22	- 0,13	18,03
	23	0,04	15,58
	24	0,02	13,08
	25	0,13	10,96

Kết quả quan trắc chủ yếu:

(1). Chuyển dịch của kết cấu chống giữ hố móng

Dầm quây quanh đỉnh tường: Lún thẳng đứng lớn nhất tại điểm G_{10}: 10,4mm

Chuyển dịch ngang lớn nhất tải điểm G_{14}: 4mm (vào trong hố)

Cột đứng: Lún nhiều nhất L_1 = 0,5mm

Nâng lên lớn nhất L_S = 12,7mm

(2). Chuyển dịch ngang ở thân tường như bảng 6.9.

Bảng 6.9. Chuyển dịch ngang lớn nhất của thân tường

Số điểm đo	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
Chuyển dịch thân tường (mm)	37,97	39,48	33,83	42,89	36,80	45,45	23,62	35,96
Độ sâu vị trí phát sinh (m)	15	17	14	14	15	17	12	16

(3). Chuyển dịch của các công trình xây dựng và đường ống ngầm ở lân cận:

Lún lớn nhất của công trình xây dựng ở lân cận là: điểm đo F_6 = 36,8mm; Chuyển dịch lớn nhất của đường ống ngầm:

Đường điện lực lún tại điểm đo D_2 là 9,6mm;

Đường điện lực chuyển dịch ngang tại điểm đo D_2 là 0,99mm;

Đường điện thoại lún tại điểm đo H_1 là 23,2mm;

Đường điện thoại chuyển dịch ngang tại điểm đo H_4 là 2,81mm;

Đường cấp nước và đường khí đốt lún tại điểm đo SM_7 là 31,9mm;

Đường cấp nước và đường khí đốt chuyển dịch ngang tại điểm đo SM5, SM6 là 1,5mm.

Mô phỏng đường ống quan trắc lún tại điểm đo W6 là 30,40mm

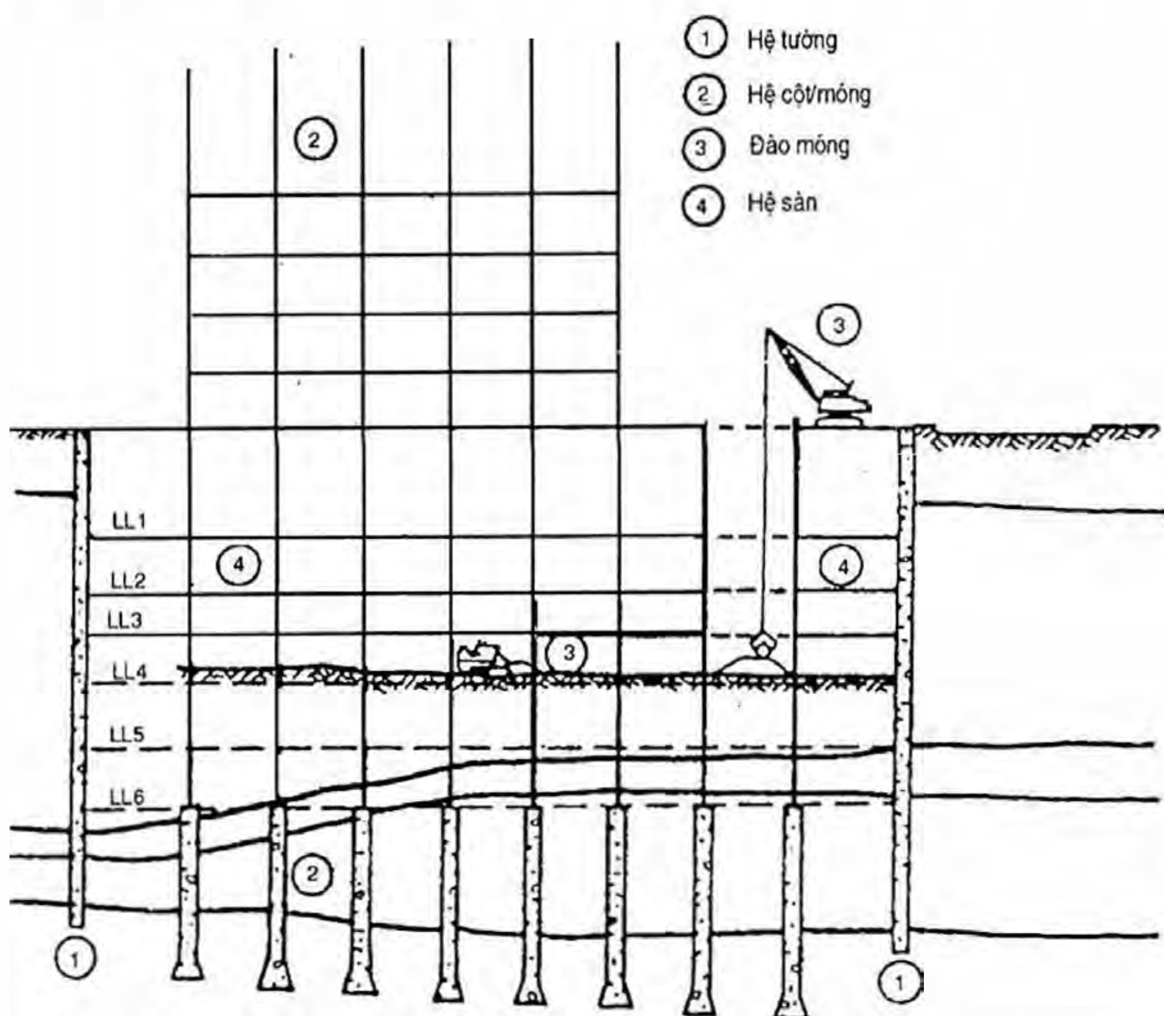
Mô phỏng đường ống quan trắc chuyển dịch ngang tại điểm đo W10 là 4,14mm.

(4). Mực nước ngầm:

Trong quá trình đào phần đất ở giữa tầng thanh chống thứ 1 và tầng thanh chống thứ 2, mực nước ngầm ở ngoài hố có biến động tương đối mạnh trong thời gian ngắn, có chỗ đến 1,0m trở lên. Sau khi kiểm tra phát hiện là bị thấm ở chỗ tiếp giáp giữa dầm quây đỉnh tường với đỉnh tường và chỗ mối nối giữa các đoạn hào. Sau khi áp dụng kịp thời các biện pháp ngăn thấm, mực nước ngoài hố trở lại ổn định, biến đổi của nước ngầm bên ngoài hố ở mức 0,5 - 1,0m dưới mặt đất.

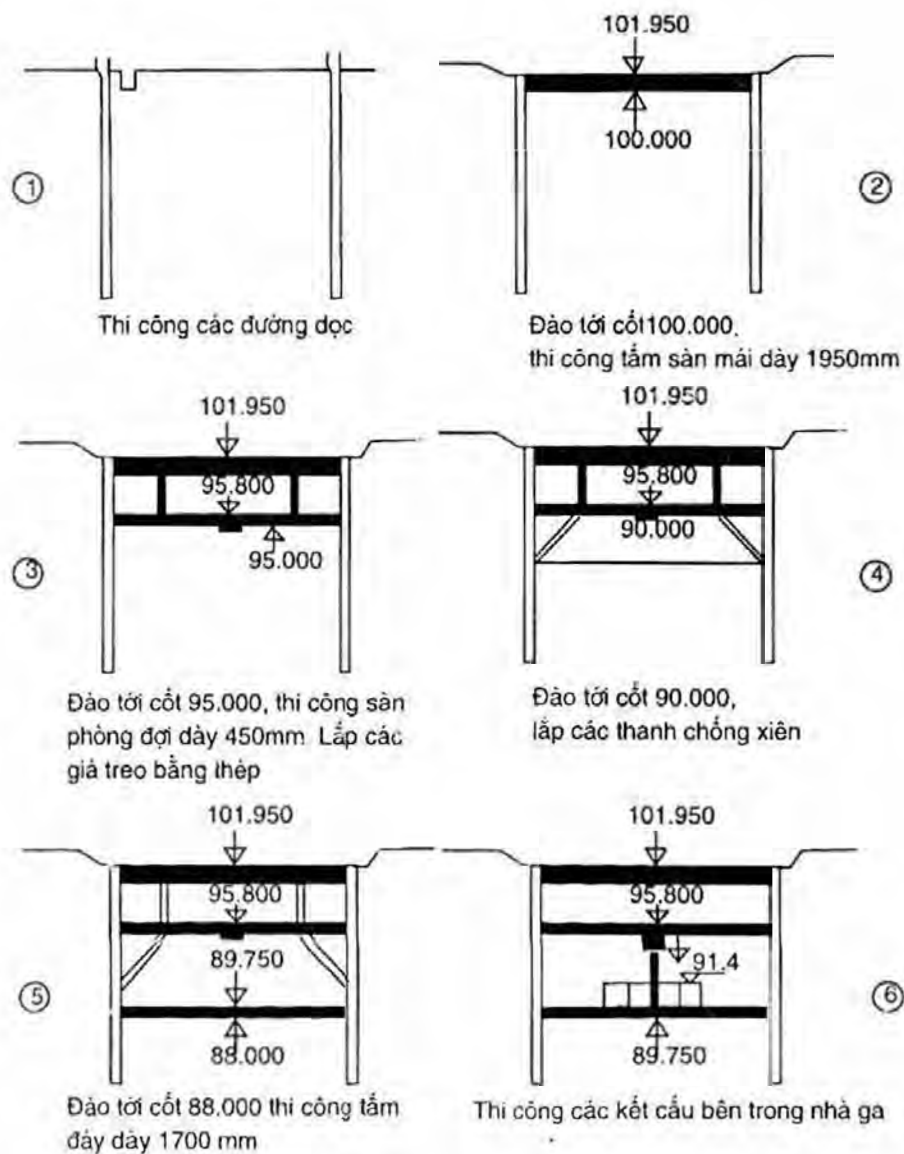
6.4. PHƯƠNG PHÁP XÂY DỰNG TỪ DƯỚI LÊN VÀ TỪ TRÊN XUỐNG

Trong nhiều trường hợp do điều kiện kĩ thuật không cho phép hoặc do phần chủ thể của công trình gồm hệ kết cấu cột nằm giữa các tường vây, phương án chống đỡ bên trong (hay neo vào đất ở bên ngoài) hố móng không thể thực hiện được. Lúc này người ta chuyển sang dùng phương pháp xây dựng theo trình tự từ dưới lên trên như sau (hình 6.30): làm tường quây, cột/móng, đào đất rồi làm các sàn từ trên mặt đất xuống dần tới đáy (LL1 đến LL6), lúc này hệ thống sàn vĩnh cửu làm chức năng thanh chống còn việc đào hố móng được máy đào thực hiện bên dưới các tấm sàn và đưa đất đào lên trên bằng máy cần cẩu qua lỗ sàn chừa sẵn.



Hình 6.30: Phương pháp thi công kết cấu từ mặt đất lên cao dần (up–down)

Công nghệ vừa nêu khi làm tầng ngầm nằm phía dưới đường ôtô đã cải tiến thành công nghệ xây dựng từ trên xuống và nó được dùng để mở rộng 1 ga ngầm dưới mặt đường ôtô cao tốc gần ga Newton ở Singapore với các bước chi tiết nêu trên hình 6.31. Theo công nghệ trình bày trên đây người ta có thể dùng hệ cột và sàn đúc sẵn đặt trên miệng hố móng và trượt rồi nhả dần từng sàn + cột theo độ sâu của tầng từ trên xuống dưới nhờ hệ thống kích thuỷ lực.

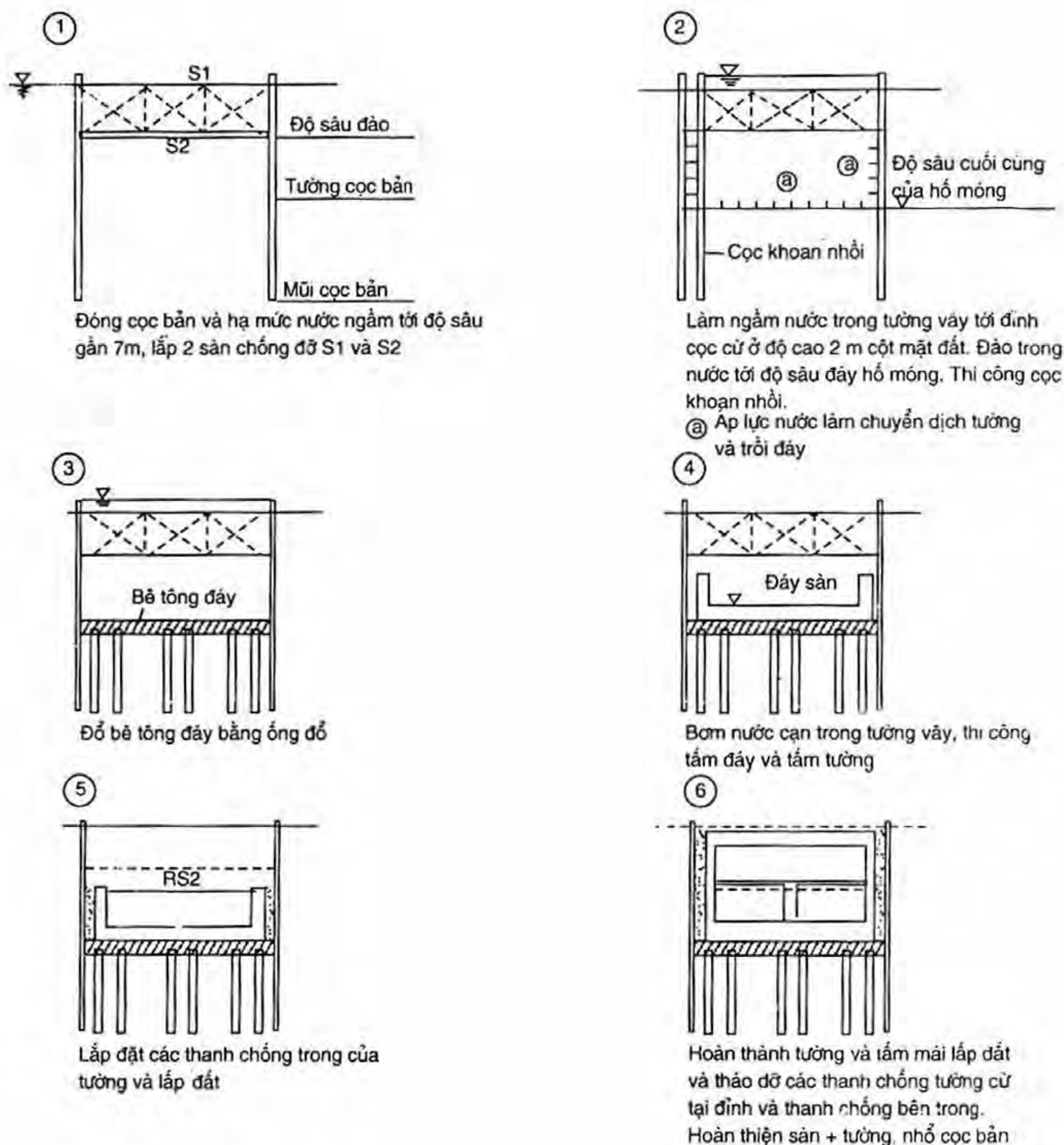


Hình 6.31: Trình tự thi công theo phương pháp từ trên xuống dưới (top – down)
1 Thi công các tường dọc; 2. Đào tới cốt 100.000, thi công tấm sàn mái dày 1950mm; 3. Đào tới cốt 95.000, thi công sàn phòng đợi dày 450mm. Lắp các giá treo bằng thép; 4. Đào tới cốt 90.000, lắp các thanh chống xiên; 5. Đào tới cốt 88.000 thi công tấm đáy dày 1700mm; 6. Thi công các kết cấu bên trong nhà ga.

6.5. ĐÀO DƯỚI NƯỚC

Tường vây (bằng cọc bản, hàng cọc hoặc tường trong đất) có thể làm chức năng ngăn được nước để việc đào móng được tiến hành trong nền đất khô. Khi cần thì phải dùng biện pháp hạ mực nước ngầm (xem chương 9). Tuy nhiên, trong một số trường hợp cho phép việc thi công móng sâu trong hố đào có nước với các giai đoạn chi tiết như trình bày trên hình 6.32.

Phương pháp xây dựng từ trên xuống (phần móng) có những ưu việt sau:



***Hình 6.32** : Trình tự thi công đào dưới nước*

- Rút ngắn thời gian xây dựng do tổ chức gần như cùng lúc xây dựng phần trên và dưới mặt đất;

- Không cần kết cấu tạm để chống hoặc neo nhằm đảm bảo độ bền và ổn định của tường trong đất khi đào móng;

- Biến dạng ngang của tường cừ là tối thiểu vì rằng việc xây dựng các sàn của mỗi tầng đã thực hiện trước khi đào đất. Do đó, độ lún của nhà và công trình lân cận cũng

bè. Trong nhiều trường hợp, yếu tố này có thể giữ vai trò quyết định khi chọn phương pháp thi công;

- Giảm nội lực trong tường cừ (có thể đến 40%) so với phương pháp đào hở thông thường.

Tuy nhiên, phương pháp nói trên cũng có nhiều khuyết điểm như:

- Việc đào đất dưới ngầm (phía dưới sàn) là đắt và lâu hơn so với đào hở;

- Công nghệ thi công cọc - cột là phức tạp và đắt hơn cột thi công thông thường. Yêu cầu có độ chính xác cao lúc chế tạo;

- Làm phức tạp việc chống thấm cho kết cấu móng bè ở những chỗ giao nhau giữa móng với cọc - cột và chỗ mối nối giữa tường - sàn.

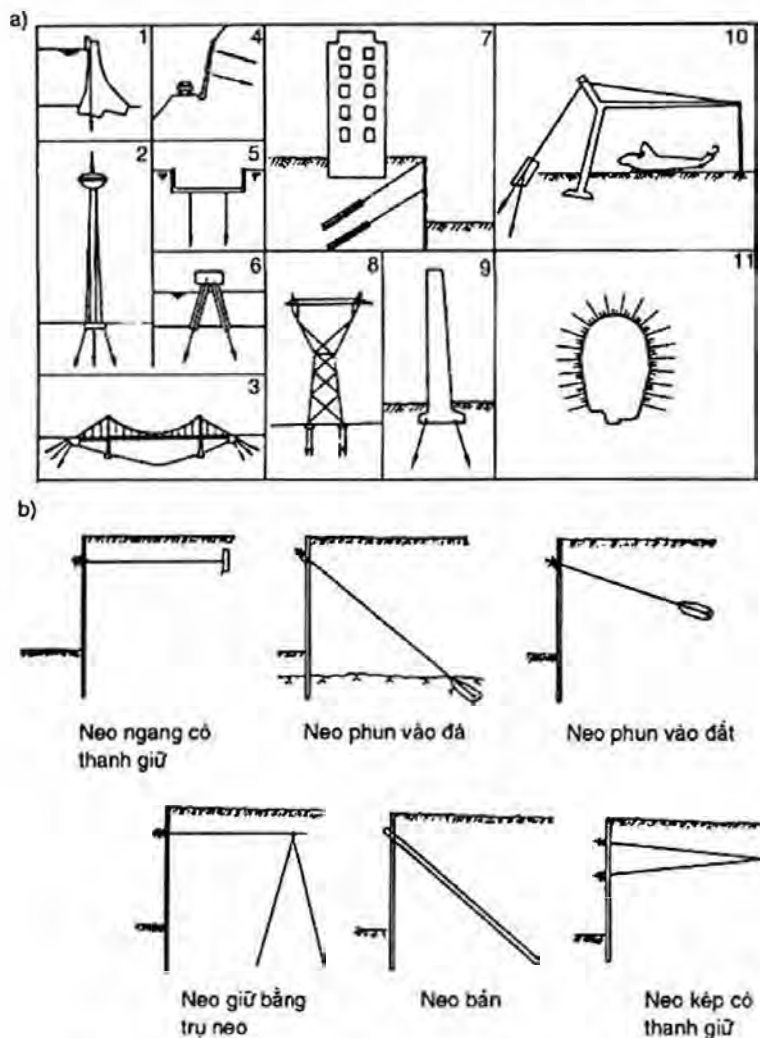
Chương 7
THANH NEO TRONG ĐẤT

7.1. PHÁT TRIỂN VÀ ỨNG DỤNG CỦA THANH NEO

Thanh neo là một loại thanh chịu kéo kiểu mới, một đầu thanh liên kết với kết cấu công trình hoặc tường cọc chắn đất, đầu kia neo chặt vào trong đất hoặc tầng nham của nền đất để chịu lực nâng lên, lực kéo nhổ, lực nghiêng lật hoặc áp lực đất, áp lực nước của tường chắn, nó lợi dụng lực neo giữ của tầng đất để duy trì ổn định của công trình.

7.1.1. Ứng dụng thanh neo trong xây dựng

Thanh neo ứng dụng rộng rãi trong xây dựng, dưới đây nêu 11 loại ứng dụng như trên hình 7.1.



Hình 7.1: Sơ đồ thể hiện ứng dụng của thanh neo (a) và cách bố trí neo trong công trình hố móng (b)

1. Đập nước; 2. Tháp truyền hình; 3. Cầu treo; 4. Taluy đường; 5. Bể nước; 6. Cầu cảng; 7. Công trình hố móng; 8. Cột điện bằng thép; 9. Ống khói; 10. Gara máy bay; 11. Đường hầm.

7.1.2 Sự phát triển của thanh neo trong đất

Thanh neo trong đất được phát triển trên cơ sở của thanh neo trong đá, trước những năm 50, thanh neo trong đá được ứng dụng trong kết cấu vỏ áo đường hầm. Năm 1958 một công ty của Đức lần đầu tiên dùng vào việc neo giữ tường chắn đất trong thi công hố móng sâu, thanh neo đã đưa vào trong tầng đất không phải là sét.

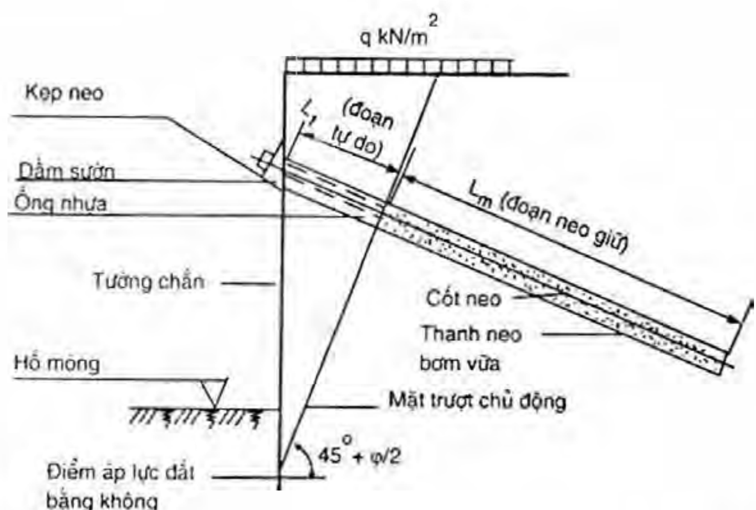
Thanh neo trong đất có rất nhiều ưu điểm, sau lần ứng dụng thành công năm 1958 đã được các nước chú ý và tiếp tục ứng dụng trong việc neo giữ các loại kết cấu, đồng thời tập trung nhiều công sức vào nghiên cứu phát triển, làm cho số lượng công trình ứng dụng tăng lên rất nhanh, công nghệ thi công ngày càng được hoàn thiện và hình thành các thiết bị thi công đồng bộ. Từ 1970, nhiều nước đã soạn ra các quy trình thiết kế và thi công thanh neo trong đất. Đồng thời, năm 1969 Hội cơ học đất và nền móng công trình quốc tế lần thứ 7 tại Mêxicô, năm 1977 hội nghị lần thứ 8 tại Tokyo đã thảo luận các vấn đề về chùng/rão và ăn mòn cũng như về lí thuyết tính toán, về nâng cao khả năng chịu lực...

Ở Trung Quốc đầu tiên dùng vào công trình đường hầm xe điện ngầm, năm 1980 lần đầu tiên dùng vào neo giữ hố móng sâu nhà cao tầng, nói chung là bơm vữa áp lực, cũng có khi bơm vữa hai lần, cốt neo từ cốt thép thô phát triển đến dây thép xoắn, từ neo 1 tầng đến neo hố sâu 4 tầng, cũng đã soạn ra tiêu chuẩn ngành. Đến nay, thanh neo trong đất dã được ứng dụng tương đối phổ biến và đều là thanh neo dự ứng lực.

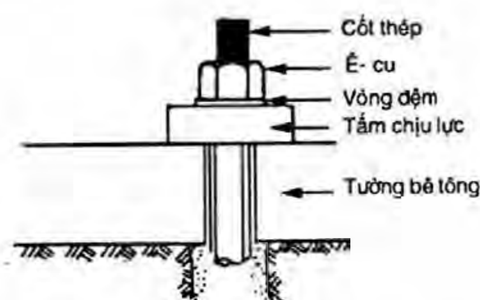
7.2. CẤU TẠO VÀ PHÂN LOẠI THANH NEO

7.2.1. Cấu tạo thanh neo

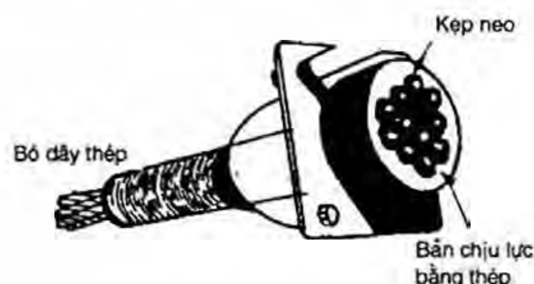
Thanh neo được cấu tạo bởi các thành phần là đầu neo, quả neo, bầu neo, cốt neo (cốt thép thô, dây thép xoắn, dây thép bó), ống vỏ bằng nhựa (hoặc vật liệu khác) và dầm sườn, xem từ hình 7.2 đến hình 7.7.



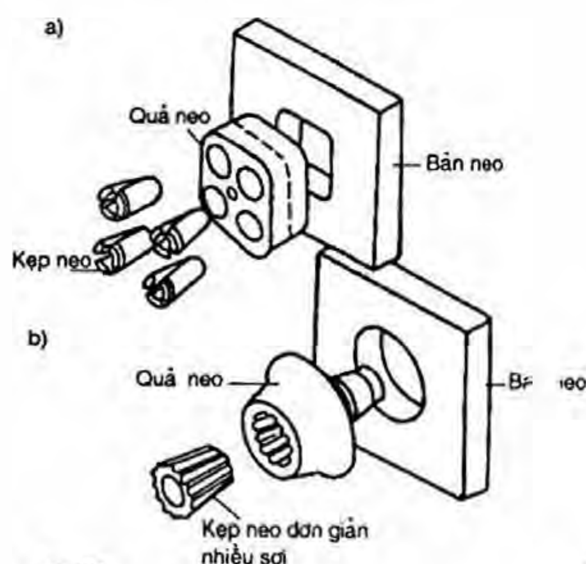
Hình 7.2: Thanh neo liên kết với cọc tường chắn đất và neo giữ trong đất



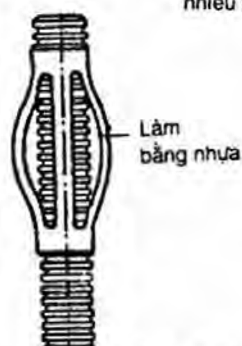
Hình 7.3: Đầu neo cốt thép



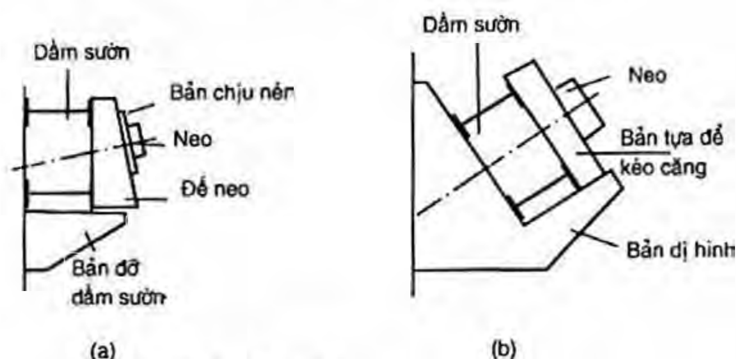
Hình 7.4: Đầu neo bó dây thép



Hình 7.5: Kẹp neo, quả neo và bản neo của thép xoắn và bó thép. a) Dây thép xoắn kẹp chặt trong kẹp neo; b) Kẹp bó thép nhiều sợi.



Hình 7.6: Cơ cấu phân cách định tâm



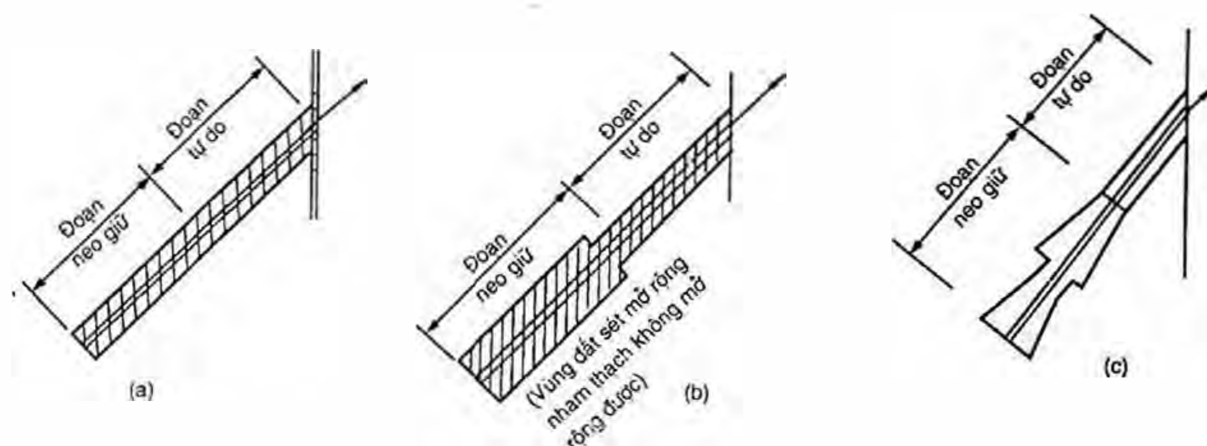
Hình 7.7: Dầm sườn a) Dầm sườn thẳng; b) Dầm sườn nghiêng.

7.2.2. Phân loại thanh neo

Có ba loại chính, xem hình 7.8.

Loại thứ nhất như hình 7.8a, là loại trụ tròn, bơm vữa ximăng hoặc vữa ximăng cát (áp lực bơm 0,3 - 0,5MPa) vào trong lỗ, thích hợp cho những thanh neo có tính tạm thời, lực kéo không lớn.

Loại thứ hai như hình 7.8b là loại viên trụ mở to ở phần chân (bầu neo) hoặc là một hình không quy củ, bơm vữa dưới áp lực từ 2MPa (bơm vữa hai lần) đến bơm vữa cao áp khoảng 5MPa, trong đất sét hình thành vùng mở rộng tương đối nhỏ, trong đất không có tính sét có thể mở ra khá rộng.



Hình 7.8: Ba loại thanh neo chính

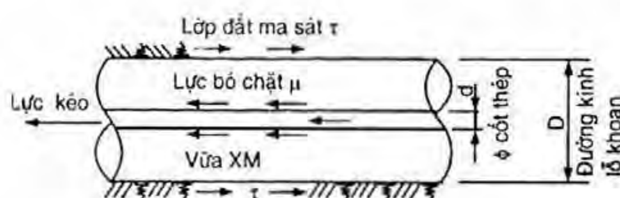
Loại thứ ba như hình 7.8c, phải có thiết bị mở rộng lỗ đặc biệt, dọc theo chiều dài của lỗ mở thành một lần hoặc mấy lần thành hình nón cụt có đáy to. Loại thanh neo này phải có máy mở lỗ chuyên dụng, nhờ vào áp lực của cần trung tâm đẩy dao mở lỗ dần dần mở ra, gọt thành hình lỗ, có thể dùng trong đất sét và đất không có tính sét, chịu được lực kéo nhổ khá lớn. Theo tiêu chuẩn neo trong đất BS8081 : 1989 (Anh) còn một loại nữa với bầu neo có dạng như rễ cây nhờ vữa được bơm ép vào trong đất rời dưới áp lực cao (> 2MPa).

7.3. TÁC DỤNG CHỐNG NHỔ CỦA THANH NEO

7.3.1. Nguyên lí chống nhổ của thanh neo

Thanh neo có thể neo chặt ở trong đất làm thành thanh chịu kéo là chủ yếu vì thanh neo ở trong đất có một lực chống nhổ nhất định, như hình 7.9.

Hình 7.9: Nguyên lí chịu lực của thanh neo
τ – ứng suất lực cản ma sát giữa thành lỗ với vữa ximăng;
μ – ứng suất bó chặt bình quân của vữa đối với cốt thép.



Khi thanh neo trong đoạn neo giữ chịu lực, đầu tiên thông qua dây neo (thanh cốt thép thô hoặc dây thép bện xoắn) với lực bó chặt của vữa ximăng ở xung quanh truyền vào trong vữa, sau đó thông qua vữa truyền vào trong khối đất ở xung quanh. Quá trình truyền lực tăng lên theo tải trọng, lực dính kết của dây neo với vữa ximăng (lực bó chặt) phát triển dần tới đầu dưới của thanh neo, cho đến khi trong đoạn neo giữ phát huy tối đa lực dính kết sẽ sinh ra chuyển dịch tương đối với đất, liền đó sẽ sinh ra lực cản ma sát giữa đất với thanh neo, cho tới lực cản ma sát giới hạn.

Thử nghiệm chống nhổ cho thấy, khi lực nhổ nhỏ thì lượng chuyển dịch của thanh neo là cực nhỏ; lực nhổ tăng lên, chuyển dịch tăng lớn; khi lực kéo nhổ đạt đến một lượng nhất định, chuyển dịch không ổn định, thậm chí là lực không tăng mà chuyển dịch cũng không dừng; Khi đó xem thanh neo đã đạt đến giai đoạn phá hỏng, cũng tức là lực cản ma sát giữa thanh neo với tầng đất đã vượt quá trạng thái giới hạn.

7.3.2. Các nhân tố ảnh hưởng đến lực chống nhổ của thanh neo

7.3.1.1. Ảnh hưởng của đất đối với lực chống nhổ của thanh neo

Cường độ của đất thường là thấp hơn cường độ của vữa ximăng, nếu công nghệ thi công bơm vữa ximăng tốt, lực cản ma sát của thành lỗ thanh neo trong đất quyết định bởi cường độ chịu cắt của đất ở mặt tiếp xúc (giao diện). Công thức biểu hiện cường độ chịu cắt của đất là:

$$\tau = c + \sigma tg\varphi$$

Trong đó:

c - lực bám dính ở vùng neo giữ (kPa);

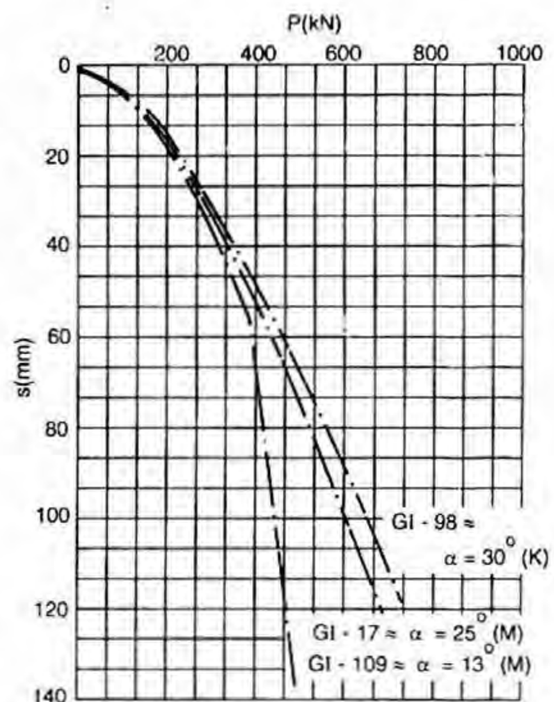
φ - góc ma sát trong của đất (^{o});

σ - ứng suất nén pháp tuyến với biên quanh thành lỗ (kPa).

Từ công thức suy ra, ảnh hưởng của lớp đất đối với cường độ chịu cắt của thanh neo là rất lớn, bởi vì tầng đất khác nhau sẽ có tham số c, φ khác nhau, cường độ chịu cắt tính ra cũng rất khác nhau.

Sau đây sẽ lấy kết quả đo lực kéo của thanh neo tầng thứ nhất ở Đại lầu Kinh Thành làm ví dụ để phân tích: Làm 3 thanh neo trong cùng vị trí đất như nhau:

Thanh thứ 1: GI-109 có góc nghiêng 13^o, thanh thứ 2: GI-17 góc nghiêng 25^o, thanh thứ 3: GI-98 góc nghiêng 30^o. GI-109 do góc nghiêng nhỏ, từ trên hình vẽ mặt cắt địa chất và vị trí thanh neo (xem hình 7-27), đoạn neo giữ nằm trong phần đất sét bùn dài 11m, trong đất bột sét bão hoà 7,7m, tổng cộng dài 18,7m. Thanh thứ 2 góc nghiêng 25^o. Từ trên hình vẽ thấy thanh này nằm trong đất bột bùn là 2m, trong đất bột sét 7,5m, trong đất sét 1,7m, trong cát nhỏ bột 7,5m. Qua thử nghiệm lực kéo - chuyển dịch của ba thanh neo cho ta 3 đường cong như trên hình 7.10.



Hình 7.10: Đường cong lực kéo – chuyển dịch (P–S) của các thanh neo tầng thứ 1.

Đường cong chịu lực của thanh neo GI-109 trong hình chúi xuống ở 400kN, theo quy phạm đất nền thì lực nhổ giới hạn là 400kN; GI-17 và GI-98 không thấy có chỗ chúi xuống, ở 750kN và 800kN thì chuyển dịch 100mm, lực nhổ giới hạn là 750kN.

Cuộc thử nghiệm này chứng minh: Thanh neo GI-17 ở chỗ đất tốt và thanh neo GI-109 ở chỗ đất xấu có lực nhổ giới hạn chênh nhau 1,87 lần. Điều đó chỉ rõ ảnh hưởng của lớp đất đối với lực chống nhổ của thanh neo, còn góc nghiêng của thanh neo là nhân tố quyết định cắm vào trong lớp đất tốt hay xấu.

7.3.2.2. Ảnh hưởng của bơm vữa áp lực và bơm vữa 2 lần đối với lực chống nhổ của thanh neo

Bơm vữa áp lực có tác dụng rất lớn đối với lực chống nhổ của thanh neo, khi bơm vữa, làm khoá bịt vữa ở đầu đoạn neo giữ, áp lực sẽ tăng lên rất nhiều. Vữa có áp lực sẽ đẩy các hạt ximăng thấm vào trong lớp đất ở xung quanh, tăng lực ma sát giữa thân neo với đất, từ đó tăng thêm lực chống nhổ của thanh neo. Trước đây đã có làm thí nghiệm thanh neo trong tầng cát bột, khi áp lực bơm vữa là 1MPa, lực nhổ giới hạn là 300kN, khi tăng áp lực bơm vữa tới 2,5MPa thì lực nhổ giới hạn tới 900kN.

Thử nghiệm đã chứng minh: Khả năng chịu lực của thanh neo tăng lên theo sự tăng lên của áp lực bơm vữa, nhưng không phải là vô hạn. Công ty hữu hạn ATC (Anh) làm thử nghiệm kết luận: khi áp lực bơm vữa tăng trên 4MPa thì lực chống nhổ tăng lên rất nhỏ.

Viện nghiên cứu xây dựng luyện kim của Trung Quốc đã thi công bơm vữa 2 lần tại công trình thanh neo cho hố móng sâu ở khách sạn Thái Bình Dương Thượng Hải thu được kết quả như trình bày ở bảng 7.1.

Hố móng khách sạn Thái Bình Dương Thượng Hải ở vào các lớp đất bùn bão hoà, dùng phương pháp bơm vữa hai lần, khi cường độ của thể bơm vữa lần thứ nhất ở đầu neo giữ đạt tới 5 N/mm^2 thì dùng áp lực 2 - 3MPa phá vỡ thể bơm vữa đã có cường độ nhất định ấy, dung dịch vữa thấm vào trong đất, xô đẩy và khuếch tán hình thành một thể vữa ngàm chặt neo với đất, nâng cao tính năng cơ học và cường độ chịu cắt của đất nguyên dạng, cũng tăng thêm diện tích ma sát của thể neo giữ với đất, từ đó làm cho lực chống nhổ của thanh neo tăng lên gấp bội.

Bảng 7.1. Kết quả thử nghiệm bơm vữa 2 lần

Số thứ tự	Đường kính lỗ khoan (mm)	Độ dài neo giữ (m)	Phương thức bơm vữa		Lực nhổ giới hạn của thanh neo (kN)
			Áp lực bơm vữa lần 1 (MPa)	Áp lực bơm vữa lần 2 (MPa)	
1	168	24	0,6 - 0,8	-	420
2	168	24	0,6 - 0,8	2,0 - 3,0	800
3	168	24	0,6 - 0,8	2,2 - 2,5	1000
4	168	24	0,6 - 0,8	1,4 - 2,6	800

7.3.2.3. Ảnh hưởng của hình thức thanh neo đối với lực chống nhổ

Phần dưới thanh neo hình thành một đầu mở to ra, hoặc dùng thiết bị để mở thành một hình nón có đáy to, như hình 7.8c, thì lực chống nhổ của neo sẽ tăng lên rất nhiều. Với thanh neo mở rộng lỗ, Habib của Pháp kiến nghị tính lực chống nhổ giới hạn theo công thứ sau:

$$P_{ng} = F + Q = \pi D_1 \int_{z_1}^{z_1 + L_1} \tau_2 dz + \pi D_2 \int_{z_2}^{z_2 + L_2} \tau_z dz + qA \tag{7.1}$$

Trong đó:

F - lực cản ma sát giới hạn ở biên quanh thể neo giữ;

Q - khả năng chịu nén giới hạn của mặt chịu nén của thể neo giữ:

D_1 - đường kính của thân neo giữ;

D_2 - đường kính lỗ mở rộng của thân neo giữ.

τ_2 - lực cản ma sát của diện tích đơn vị ở chỗ độ sâu z (cường độ chịu cắt);

q - cường độ chịu nén của phần mở rộng lỗ của thể neo giữ;

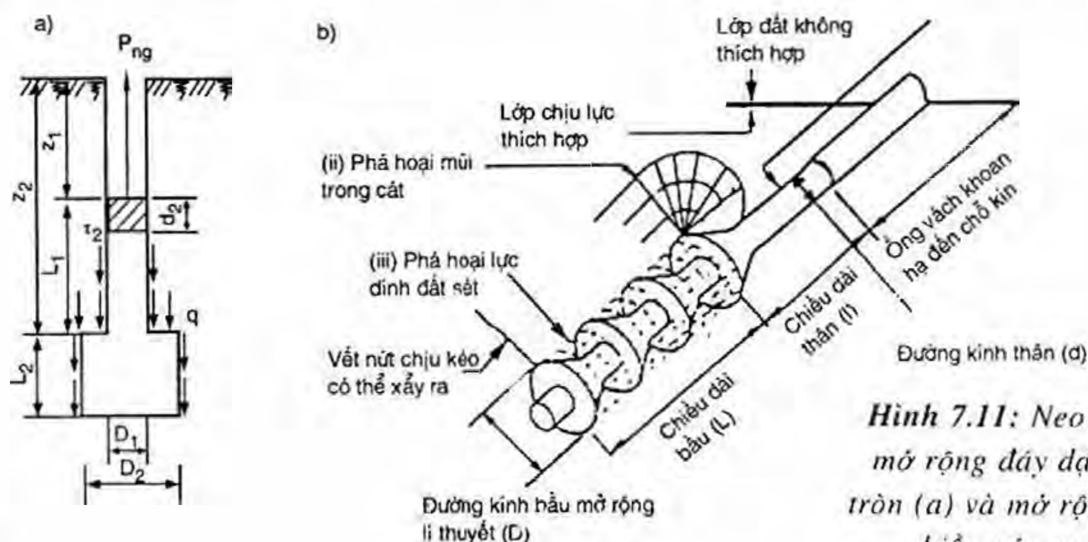
A - diện tích chịu nén của phần mở rộng lỗ của thể neo giữ;

L_1, L_2, z_1, z_2 - độ dài xem hình 7.11a.

Trong công thức trên τ có liên quan với trị số φ, c như nhau, ngoài tình huống xem xét theo chất đất ra, trị qA tăng lên tức là ảnh hưởng của hình thức thanh neo.

Công thức tính toán chỉ là để ước tính tham khảo khi thiết kế, vẫn cần phải làm thử nghiệm kéo nhổ để xác định lực chống nhổ giới hạn.

Một công ty của Anh dùng máy mở lỗ chuyên dụng có thể mở rộng đầu lỗ khoan ra gấp đôi hoặc gấp 4 lần, hình dạng của mỗi lỗ mở ra như một hình nón cụt (hình 7.11b), dùng phương pháp này, trong loại đất sét c = 100kPa thu được khả năng chịu lực cho phép là 250kN, trong đất cát đá sỏi thu được khả năng chịu lực cho phép là 500kN.



Hình 7.11: Neo đất có mở rộng đáy dạng trụ tròn (a) và mở rộng dạng nhiều nón cụt (b)

Khả năng chịu lực cho phép của thanh neo nhiều hình nón cụt của Công ty Fondedile (Anh) như bảng 7.2.

Bảng 7.2. Khả năng chịu lực cho phép của thanh neo nhiều hình nón cụt

Số đầu hình nón cụt của thanh neo	Cường độ chịu cắt của đất sét (kPa)		
	120	160	200
2	400	520	660
3	590	790	980
4	790	1050	1310
5	980	1310	1640

7.4. KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA THANH NEO

7.4.1. Cường độ chịu cắt của đất

Để đơn giản trong tính toán, ta xét bầu neo hình trụ tròn (hình 7-8a) theo mô hình làm việc như trình bày trên hình 7.9, theo các giả thiết sau (điều 6.2.3.2, BS8081:1989):

(a) Sự truyền tải trọng từ bầu neo sang đất/đá xảy ra bằng ứng suất phân bố đều tác động trên toàn bộ chu vi của bầu neo;

(b) Các đường kính của lỗ khoan và bầu neo là như nhau;

(c) Phá hoại xảy ra theo kiểu trượt tại giao diện đất/đá với vữa (lỗ khoan nhẵn) hoặc theo kiểu cắt sát bên giao diện đất/đá với vữa trong môi trường yếu hơn (lỗ khoan không nhẵn);

(d) Không có sự không liên tục nào hoặc các mặt phẳng vốn dĩ bị yếu nào có thể gây ra phá hoại;

(e) Không có sự không dính bám cục bộ nào (bị tách) tại giao diện đất/đá với vữa.

Khả năng chịu lực của thanh neo bơm vữa bình thường (tức lực chống nhổ, áp lực vữa 0,3 - 0,5MPa) có liên quan với đường kính lỗ khoan, độ dài và cường độ chịu cắt của đất, thể hiện bằng công thức sau đây:

$$T = L_m.\pi D\tau \qquad (7.2a)$$

Trong đó:

T - khả năng chịu lực của thanh neo (lực trục) (kN);

L_m - độ dài đoạn neo giữ (m);

D - đường kính lỗ neo (mm);

τ - cường độ chịu cắt của đất (MPa).

Từ công thức có thể thấy, khả năng chịu lực của thanh neo là hàm số của độ dài đoạn neo giữ và cường độ chịu cắt của đất. Trong thiết kế, khả năng chịu lực của thanh

neo đã có yêu cầu, chỉ cần có cường độ chịu cắt của đất là có thể tính ra được độ dài của thanh neo, vì thế, cường độ chịu cắt của đất là một khâu quan trọng.

Trong tiêu chuẩn BS 8081 : 1989 kiến nghị công thức tính neo trong đất có khác một ít so với công thức trên và có dạng sau:

$$T = L_m.\pi D\alpha C_u \quad (7.2b)$$

Trong đó:

C_u - sức chống cắt không thoát nước lấy trung bình trên L_m;

α - hệ số bám dính phụ thuộc tính chất đất, lấy giá trị như sau:

Khi $C_u > 90$ kN/m^2, $\alpha = 0,3 \div 0,35$ (sét cứng)

$C_u = 270$ kN/m^2, $\alpha = 0,28 \div 0,36$ (sét cứng quá cố kết);

$C_u = 287$ kN/m^2, $\alpha = 0,48 \div 0,60$ (sét vôi cứng);

$C_u = 95$ kN/m^2, $\alpha = 0,45$ (sét bùn cứng).

Thường lấy $\alpha < 0,45$, khi $\alpha > 0,45$ - cần thử neo.

7.4.2. Cường độ chịu cắt của đất tích luỹ từ kinh nghiệm

Bảng 7.3. Trị tham khảo cường độ chịu cắt của đất

(Theo Viện nghiên cứu khoa học Đường sắt, Trung Quốc)

Tầng đất của đoạn neo giữ	Cường độ chịu cắt τ (MPa)
Diệp nham chất than tầng diệp nham cát phong hoá	0,15 - 0,20
Đất sét cát, đất cát sét	0,06 - 0,13
Đất sét dẻo	0,02 - 0,03

Bảng 7.4. Cường độ chịu cắt của nền đất yếu

(Theo Phòng nghiên cứu móng công trình đặc biệt Thượng Hải)

Tầng đất chỗ đoạn neo giữ	Cường độ chịu cắt τ (MPa)
Đất sét bột màu vàng nâu	0,0324
Đất sét bột màu xám kẹp đất sét	0,0299
Đất sét màu xám	0,223
Đất sét màu xám kẹp cát bột	0,0314
Cát màu xám kẹp đất sét	0,0628

Bảng 7.5. Cường độ chịu cắt của đất
(Theo Viện nghiên cứu Xây dựng luyện kim, Trung Quốc)

Tầng đất	Miêu tả	Cường độ chịu cắt τ (MPa)
Đất bùn		0,02 - 0,025
Đất sét	Dẻo cứng	0,05 - 0,06
	Dẻo mềm	0,03 - 0,04
Đất bột	Chặt vừa	0,1 - 0,15
Đất thuộc loại cát	Hơi chặt	0,16 - 0,20
	Chặt vừa	0,22 - 0,25
	Chặt chắc	0,27 - 0,40
Nham thạch	Nham bùn	0,60 - 1,20
	Nham phong hoá	0,60 - 1,00

Cường độ chịu cắt của đất do các đơn vị trên nêu ra, chỉ để ước lượng tham khảo khi thiết kế, trước khi thi công thực tế đều phải làm thử nghiệm kéo nhổ, từ kết quả thử nghiệm để điều chỉnh độ dài và góc nghiêng của thanh neo.

7.4.3. Cường độ chịu cắt của đất qua đo thử nghiệm

Trong 25 công trình thanh neo ở vùng Bắc Kinh, chọn ra các tầng đất khác nhau của 5 công trình, thông qua thử nghiệm thanh neo, chủ yếu là thử nghiệm phá huỷ lực chịu nhổ và chuyển dịch, từ đó chọn ra 14 loại lớp đất có tính đại diện, nêu ra cường độ chịu cắt bình quân của chúng dùng để tham khảo khi thiết kế thanh neo xem bảng 7.6.

Bảng 7.6. Cường độ chịu cắt của đất đo thử tại vùng Bắc Kinh

Thử nghiệm số	Tầng đất chủ yếu	Độ dài đoạn neo giữ (m)	Độ dài neo giữ hữu hiệu (m)	Diện tích neo giữ hữu hiệu (m^2)	Lực chống nhổ giới hạn (kN)	Cường độ chịu cắt (kN/m^2)	Cường độ chịu cắt bình quân (kPa)
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Đất bột sét	14,5	14,5	7,29	420	57,6	53,8 (0,054 MPa)
2	kẹp có 2 - 3m	14,5	14,5	7,29	390	54,5	
3	sét bột bùn	14,5	14,5	7,29	390	54,5	
4	Đất sét	18,6	16,4	8,24	400	48,5	
5	Đất bột - sét	18,6	18,6	9,3	600	64,5	68,6 (0,068MPa)
6	kẹp có 1 - 2m	18,5	18,5	9,3	600	64,5	
7	cát mịn	18,36	18,35	9,1	700	76,9	

Bảng 7.6. (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8
8	Cát nhỏ bột cát	15,6	9,5	4,78	950	198,7	180,4
9	nhỏ trung, kẹp	18,6	11,0	5,50	1050	190,9	(0,1804
10	đất sét bột	18,6	11,0	5,50	950	172,7	MPa)
11	đất sét bột	21,0	12,5	6,28	1000	159,2	
12	1-2m cát đá nhỏ	14,40	10,00	5,03	2100	417,5	430,7
13	loại trung là	14,40	10,00	5,03	2100	417,5	(0,431
14	đá cuội cát	14,40	10,00	5,03	2300	457,3	MPa)

Ghi chú: *Độ dài neo giữ hữu hiệu là đoạn đo được ứng suất lúc thử. Nếu độ dài neo giữ là 14,4m mà, khi đo tại độ dài thanh neo 10m không có ứng suất thì lấy là 10m (mẫu thử 12, 13, 14).*

7.4.4. Dùng phương pháp tính toán tìm cường độ chịu cắt của đất

Ở nơi không làm thử nghiệm cường độ chịu cắt của đất, khi áp dụng trị số cường độ chịu cắt của đất tích luỹ theo kinh nghiệm mà không phù hợp thì có thể dùng phương pháp tính toán để tìm cường độ chịu cắt của đất.

1. Định luật Coulomb về cường độ chịu cắt

Thực nghiệm chứng minh: khi phạm vi biến đổi của ứng suất pháp không lớn, quan hệ giữa cường độ chịu cắt với ứng suất pháp là một đường thẳng gần đúng, đây chính là định luật Coulomb về cường độ chịu cắt, thể hiện bằng công thức:

Với đất cát: $\tau = \sigma tg\varphi$

Với đất tính sét: $\tau = \sigma tg\varphi + c$

Trong đó:

τ - cường độ chịu cắt của đất (MPa);

σ - ứng suất pháp tác động trên mặt lực cắt (MPa);

φ - góc ma sát trong của đất (^{o});

c - lực dính của đất (kPa hoặc MPa).

2. Công thức cường độ chịu cắt của đất thường dùng trong tính toán

Thanh neo chôn ở trong đất, ứng suất do trọng lượng bản thân γh của đất lấp ở bên trên thanh neo chính là ứng suất pháp, đưa vào một hệ số thì cường độ chịu cắt của đất biểu thị bằng công thức sau đây:

$$\tau = K_0 \gamma h tg\varphi + c$$

Trong đó:

K_0 - hệ số lấp đất, thường với đất cát $K_0 = 1$, với đất sét $K_0 = 0,5$;

γ - trọng lượng của đất (kN/m^3);

h - độ cao đất ở bên trên, thường lấy bằng độ cao ở chỗ trung tâm của thanh neo cho đến mặt đất (m).

7.5. THIẾT KẾ THANH NEO

Thiết kế hệ neo trong đất cần xem xét các vấn đề sau:

(a) Ổn định chung (xem mục 7.6);

(b) Độ sâu chôn (xem mục 7.5.2);

(c) Hiệu ứng nhóm (xem mục 7.5.2);

(d) Các kích thước bầu neo (xem mục 7.5.5 - 7.5.7)

7.5.1. Các bước thiết kế

1. Điều tra hiện trường công trình

(1) Mực nước ngầm tầng nước mặt có phù hợp với báo cáo khảo sát không.

(2) Đường cấp, thoát nước, bể phân hoá học (tác nhân ăn mòn đối với neo vĩnh cửu) ở xung quanh hiện trường có bị rò rỉ nước hay không, ở gần đó có nguồn nước nào bị thấm ra hay không.

(3) Công trình thi công có phải vào mùa mưa hoặc mùa hè hay không (để xem ảnh hưởng đến tổn thất ứng suất cho neo dự ứng lực).

(4) Bất cứ hoạt động nào trên hiện trường mà ảnh hưởng đến ứng xử của neo cần được quan trắc, ghi chép cẩn thận và đánh giá ảnh hưởng của chúng tại một giai đoạn đầu trong thi công. Những hoạt động như vậy bao gồm đào cục bộ, sự hạ thấp mức nước ngầm, đóng cọc, nổ mìn, và lún sụt do khai thác mỏ.

2. Xem xét về toàn bộ phương án chống giữ hố móng, căn cứ vào độ sâu hố móng phải đào, các tham số γ, c, φ của thanh neo, khoảng cách, góc nghiêng... của thanh neo.

Khi xác định phương án chống giữ phải chú ý:

(1) Có các nhà dân hoặc nhà tầng ở xung quanh không, phải bảo đảm chuyển dịch ở đỉnh tường cọc trong giới hạn khống chế, không để dẫn đến lún hoặc nứt cho các ngôi nhà ở xung quanh.

(2) Các loại đường ống ở gần xung quanh hố móng... phải bảo đảm cho chúng hoạt động bình thường.

(3) Đường sá ở xung quanh không bị lún, không bị nứt, bảo đảm đi lại bình thường.

(4) Các neo đất thường xuyên lấn chiếm ở dưới bất động sản bên cạnh và trong trường hợp đó cần có sự chấp thuận của chủ sở hữu. Nếu được thoả thuận thì phải là thoả thuận vĩnh viễn khi dùng neo vĩnh cửu. Nếu thoả thuận bị rút lại cần phải thiết kế hệ thống chống đỡ khác cho kết cấu.

(5) Chú ý đến nghĩa vụ pháp lí về ô nhiễm nước ngầm hoặc ô nhiễm tiếng ồn theo các ràng buộc từ các tiêu chuẩn về môi trường có liên quan.

3. Tính các lực nằm ngang của thanh neo cho một đơn vị độ dài của tường cọc phải chịu.

4. Căn cứ vào lực nằm ngang trên tường cọc vừa tính để tính lực trục của thanh neo (tính góc nghiêng và khoảng cách).

5. Tính độ dài bầu neo của thanh neo.

6. Tính độ dài đoạn tự do của thanh neo.

7. Tính ổn định tổng thể của cọc, tường và thanh neo.

8. Tính tiết diện dây neo (cốt thép thô hoặc dây thép xoắn).

9. Tính diện tích thép chữ H, I hoặc thép chữ [làm dầm, sườn thanh neo.

10. Vẽ bản vẽ thi công thanh neo.

11. Biện pháp bảo vệ an toàn và sức khoẻ khi thi công neo theo luật lao động.

7.5.2. Bố trí thanh neo

1. Số tầng thanh neo

Thi công thanh neo trước tiên phải đào đất đến vị trí thanh neo, ngừng đào và sau đó thi công thanh neo, chờ sau khi kéo dự ứng lực thanh neo mới được đào đất bước tiếp sau. Do đó, thêm 1 tầng thanh neo là thêm 1 lần tuần hoàn thi công. Trong trường hợp cụ thể, số tầng thanh neo càng ít càng tốt. Nếu hố móng sâu khoảng 12 - 13m, thường dùng 1 tầng thanh neo là được (tức làm cho tường chắn đất có công xôn 5 - 6m), chủ yếu là nói về vùng đất cát, đất sét.

2. Khoảng cách thanh neo

Khoảng cách thanh neo càng tăng thì chịu lực của thanh neo càng lớn, khoảng cách nhỏ quá dễ sinh ra hiệu ứng nhóm neo. Đồng thời, khoảng cách thanh neo còn có liên quan với khoảng cách của cọc chắn đất. Khi dùng cọc thép chữ H làm tường chắn đất, thường thì khoảng cách cọc là 1m, nếu khoảng cách thanh neo cũng là 1m thì dễ sinh ra hiệu ứng nhóm neo, cũng có thể giải quyết bằng cách điều chỉnh lại khoảng cách và góc nghiêng.

Để hạn chế ảnh hưởng lẫn nhau giữa các bầu neo, đã giả thiết một khoảng cách không nhỏ hơn 4 lần đường kính (D) tính từ tim đến tim (ở đây D là đường kính lớn nhất trong bầu neo) và trong thực tế thường chấp nhận một khoảng cách tối thiểu từ 1,5m đến 2,0m.

Khoảng cách giữa một bầu neo và móng kề bên hoặc một hầm dịch vụ cần lớn hơn 3m, cần lưu ý rằng đối với móng bề mặt cần tăng độ sâu bầu neo lên 5m hoặc hơn nữa để cải thiện sức kháng giới hạn chịu nhổ hoặc cải thiện điều kiện phá hoại cắt cục bộ chung quanh bầu neo, trái với phá hoại cắt chung, trong các điều kiện giới hạn.

Tại vị trí các bầu neo, cần kể đến khả năng tạo lỗ khoan có độ chính xác cần thiết.

3. Góc nghiêng

Góc nghiêng là góc giữa dây neo với đường nằm ngang, nó có liên quan với tính năng của máy thi công, có liên quan với chất đất ở chỗ đất neo. Thường thì, khi góc nghiêng lớn, thanh neo có thể nằm vào tầng đất tốt hơn, nhưng phản lực thẳng đứng lớn, chịu lực của cọc chắn giữ và của dầm sườn lớn. Do thanh neo yêu cầu phải có khả năng chịu lực tốt cho nên góc nghiêng hơi lớn một chút thì tốt.

4. Một số quy định của quy phạm

1) Độ dày tầng đất đè trên thanh neo không nhỏ hơn 4m.

2) Khoảng cách theo chiều ngang và theo chiều đứng giữa các thanh neo không nên lớn hơn 4m, cũng không nhỏ hơn 1,5m, để tránh hiệu ứng nhóm neo làm giảm mất lực neo giữ.

3) Góc nghiêng của thanh neo thường không nhỏ hơn 13^o, không lớn hơn 45^o, từ 15^o - 35^o là vừa.

7.5.3. Yêu cầu thiết kế neo đất điển hình (BS 8081 : 1989)

1. Các tải trọng neo

Những yêu cầu dưới đây phải được cân nhắc kĩ với hệ số an toàn thích hợp tuỳ theo neo là tạm thời hay neo vĩnh cửu.

Cần nhận biết bốn biên độ tải trọng có thể đặt lên một neo:

(a) Tải trọng yêu cầu, T_w, cần để đảm bảo kết cấu làm việc đạt yêu cầu đề ra.

(b) Tải trọng thử, T_t, là tải trọng mà neo có thể chịu được ngắn hạn khi căng kéo.

(c) Tải trọng khoá T_{co}, là tải trọng lưu lại trong neo nếu nó đã được căng.

(d) Tải trọng dài hạn trong neo, T_{lt}, sẽ tồn tại trong neo là kết quả của việc thi công, căng kéo, rão và các chuyển vị đất tiếp theo.

Mỗi loại tải trọng trên có sự không chắc chắn nào đó và được đánh giá như sau:

(1) Tải trọng yêu cầu T_w:

Tải trọng này để đảm bảo rằng neo làm việc đạt yêu cầu. Thông thường tải trọng này xác định bằng tính toán và bao gồm, trong trường hợp của tường chắn xem xét sự phân bố của áp lực đất chủ động cho các trường hợp khi phá hoại hoặc chuyển vị tổng cộng của tường đạt đến giới hạn. Nó là một tính toán trạng thái giới hạn phá hoại. Đối với các trường hợp khi chuyển vị nhỏ là quan trọng thì ứng suất đất tại chỗ sẽ có ảnh hưởng chính. Nói chung, là một tính toán trạng thái giới hạn khả năng khai thác, nhưng có thể dẫn đến trượt kết cấu bên cạnh. Trong cả hai trường hợp sự thay đổi của mực nước ngầm và biến đổi áp lực nước lỗ rỗng đi kèm sẽ tác động chính đến các lực neo.

Kiến nghị rằng nên xem xét trực tiếp sự không chắc chắn của các thông số đất và mực nước ngầm cần được tiến hành với các giá trị trạng thái giới hạn hơn là tính một

giá trị ít bảo thủ bằng cách áp dụng một hệ số an toàn thấp. Có thể phải nghiên cứu một số trạng thái giới hạn, mỗi cái đều có ảnh hưởng đến tải trọng neo yêu cầu. Theo mục tiêu này, mỗi trạng thái giới hạn phá hoại sẽ gây ảnh hưởng đến giá trị của T_w được kí hiệu là T_w ULS, mỗi trạng thái giới hạn khai thác sẽ gây ra một giá trị được kí hiệu là T_w SLS.

(2) Tải trọng thử T_t:

Như đã giải thích trong tiêu chuẩn BS nói trên, thực tế thường căng từng neo sau khi thi công đến một tải trọng thử. Tải trọng thử thường lấy theo truyền thống bằng 1,25 và 1,50 lần tải trọng thiết kế, tương ứng cho neo tạm thời và neo lâu dài.

Rủi ro của việc quá tải là kết quả do thao tác căng kéo. Khi khống chế tại hiện trường tốt thì khó xẩy ra thao tác căng neo nhiều hơn 25% tải trọng thử dự kiến. Nếu khống chế tại hiện trường không tốt có thể xẩy ra căng kéo cao hơn.

Chọn tải trọng thử là trách nhiệm của người thiết kế, nhưng kiến nghị tải trọng thử thực hiện (có nghĩa là được quy định) đạt đến 1,25 lần giá trị lớn nhất T_wSLS hoặc bằng giá trị lớn nhất của T_w ULS tuỳ theo cái nào lớn hơn. Tải trọng thử tin cậy bất lợi nhất sẽ là hàm số của khống chế hiện trường và bằng khoảng 25% lớn hơn giá trị thực hiện. Tải trọng thử đặc trưng cần đặt trong khoảng giữa các giá trị quy định và tin cậy bất lợi nhất.

(3) Tải trọng khoá T_{co}:

Tải trọng khoá được thiết kế chọn và bằng 1.1 lần tải trọng làm việc quy định.

(4) Tải trọng dài hạn t_{lt}:

Sau khi tất cả các trạng thái giới hạn đã được kiểm tra, người thiết kế cần phải đánh giá phạm vi của các tải trọng dài hạn T_{lt}.

Để đánh giá một giá trị đặc trưng và tin cậy bất lợi nhất của T_{lt} có các chỉ dẫn sau:

(i) Giá trị đặc trưng này cần lớn hơn giá trị lớn nhất của T_w thu được từ một trạng thái giới hạn khai thác.

(ii) Giá trị tin cậy bất lợi nhất, cao nhất này cần lớn hơn giá trị lớn nhất của T_w từ bất cứ trạng thái giới hạn nào.

(iii) Khi đánh giá tải trọng dài hạn, các ảnh hưởng của hiện tượng trồi đất, (do lí do nào đó) sẽ có thể làm tăng tải trọng, cần được xem xét. Khi trong thực tế các ảnh hưởng này sẽ làm tăng tải trọng T_{lt} và vượt bất cứ tải trọng yêu cầu T_w nào.

2. Thiết kế neo

Kích thước bầu neo cần thiết kế để sức chịu tải phù hợp với các yêu cầu sau:

(a) Sức chịu tải tin cậy bất lợi nhất, thấp nhất cần lớn hơn tải trọng T_wULS lớn nhất.

(b) Sức chịu tải đặc trưng cần lớn hơn tải trọng T_wSLS lớn nhất.

(c) Đối với neo dự ứng lực, sức chịu tải đặc trưng cũng cần lớn hơn tải trọng thử đặc trưng.

Các bộ phận neo khác nhau (chi tiết đầu neo, sức chịu dây neo, cường độ dính bám) cần được thiết kế để thoả mãn các yêu cầu sau:

(1) Sức chịu tải tin cậy bất lợi nhất, thấp nhất cần lớn hơn hoặc bằng tải trọng dài hạn tin cậy bất lợi nhất, cao nhất T_{lt}.

(2) Sức chịu tải đặc trưng cần lớn hơn hoặc bằng tải trọng dài hạn đặc trưng T_{lt}.

(3) Đối với neo dự ứng lực, sức chịu tải đặc trưng cần lớn hơn tải trọng thử đặc trưng.

3. Ảnh hưởng của các tải trọng neo lên những phần tử kết cấu

Khi thiết kế phần tử kết cấu như tường gần đầu neo, dầm gân tường, chịu ảnh hưởng của các tải trọng neo, cần dùng những giá trị tin cậy bất lợi nhất và được thể hiện của tải trọng khoá T_{eo}. Thường chỉ thiết kế các phần tử kết cấu chịu được tải trọng thử của một neo tại một thời điểm bất kì. Nếu cần dùng tiêu chuẩn hệ số riêng phần, ví dụ BS 8110 hoặc BS 5950, thì tải trọng neo dài hạn đặc trưng được dùng cho trạng thái giới hạn khai thác và giá trị tin cậy bất lợi nhất cho các trạng thái giới hạn phá hoại.

7.5.4. Quy định về hệ số an toàn chống nhổ thanh neo của một số nước

Hệ số an toàn của thanh neo trong đất là hệ số an toàn lực chống nhổ của thanh neo, các nước đều có quy định như bảng 7.7.

Bảng 7.7. Hệ số an toàn lực chống nhổ của thanh neo

Tên nước	Thanh neo tạm thời	Thanh neo vĩnh cửu
Đức (DIN 4125)	1,33	1,50
Nhật (JSFD - 77)	1,50	2,50
Pháp	1,33	2,00

Quy định trong quy phạm ngành của Hội Tiêu chuẩn hoá xây dựng Trung Quốc như bảng 7.8 (CECS22-90):

Bảng 7.8. Hệ số an toàn về neo của Trung Quốc

Mức độ nguy hiểm khi thanh neo bị phá huỷ	Thanh neo tạm thời	Thanh tính vĩnh cửu
Nguy hại nhẹ, không ảnh hưởng công cộng	1,4	1,8
Nguy hại lớn, không có vấn đề về công cộng	1,6	2,0
Nguy hại lớn, liên quan đến an toàn công cộng	1,8	2,2

Bảng 7.9. Các hệ số an toàn tối thiểu được kiến nghị để thiết kế neo đơn (BS 8081 : 1989)

Loại neo	Hệ số an toàn tối thiểu			Hệ số tải trọng thử
	Dây neo	Giao diện đất/vữa	Giao diện vữa/dây neo hoặc vữa/mũ neo	
Các neo tạm khi thời gian sống nhỏ hơn 6 tháng hoặc sự phá hoại không gây hậu quả nghiêm trọng hoặc không gây nguy hiểm công cộng, ví dụ như thử tải cọc thời gian ngắn dùng neo làm hệ đối trọng	1,40	2,0	2,0	1,10
Các neo tạm khi thời gian sống kéo dài đến 2 năm và hậu quả do phá hoại khá nghiêm trọng nhưng không gây nguy hiểm cho an toàn công cộng, không cần thiết cảnh báo, ví dụ như tường chắn có neo sau	1,60	2,5*	2,5*	1,25*
Các neo dài hạn và tạm thời khi nguy hiểm do ăn mòn cao và/hoặc hậu quả do phá hoại là nghiêm trọng, ví dụ như cáp chủ của cầu treo hoặc đối trọng để nâng các bộ phận kết cấu nặng	2,00	3,0+	3,0*	1,50
* Có thể dùng giá trị tối thiểu 2,0 nếu có các thí nghiệm mẫu thật tại hiện trường. + Có thể cần tăng đến 4,0 để hạn chế dão đất.				

Chú ý:

1. Trong thực tế hiện nay hệ số an toàn của một neo là tỉ số giữa tả trọng giới hạn và tải trọng thiết kế. Bảng 7.9 trên đây định nghĩa các hệ số an toàn tối thiểu trên tất cả các giao diện thành phần chủ yếu của một hệ neo.

2. Các hệ số an toàn tối thiểu của giao diện đất/vữa chủ yếu nằm giữa 2,5 và 4,0. Tuy nhiên cho phép thay đổi chúng nếu các thí nghiệm hiện trường cho các mẫu thật (thử nghiệm neo) cung cấp thông tin bổ sung cần thiết cho phép giảm.

3. Các hệ số an toàn áp dụng cho giao diện đất/vữa không thay đổi cao hơn so với các giá trị của dây neo, giá trị phụ thêm thể hiện mức độ không chắc chắn.

7.5.5. Hệ số an toàn thực đo lực chống nhổ của thanh neo trong đất

Trong hơn mười năm qua, nhiều cơ quan nghiên cứu của Trung Quốc đã tiến hành thực đo tại các công trình thực tế, các tài liệu đã tích luỹ được sau khi chỉnh lí, phân tích nghiên cứu và được trình bày dưới đây để tham khảo:

1. Đại lầu Trung Sơn ở Thẩm Dương

Thanh neo trong tầng cát $\varphi = 37^\circ$, lực kéo dọc trục tính toán là 353,8kN, hệ số an toàn 1,5, độ dài đoạn neo giữ phải là 12m, do vấn đề về thiết bị, khi thi công độ dài đoạn neo giữ chỉ làm được 10m, đo thử tại 4 thanh neo, bình quân lực chống nhổ giới hạn là 442kN, hệ số an toàn là:

$$K = \frac{442}{358.8} = 1,25 \text{ (phù hợp với thiết kế 12m, K = 1,5)}$$

2. Đại lầu Kinh Thành Bắc Kinh

Lực trục tính toán của thanh neo là 1316kN, tầng đất là cát bột mịn, cát sỏi hệ số an toàn 1,5, độ dài đoạn neo giữ là 14,5m.

Đo được lực chống nhổ giới hạn bình quân là 1725kN

$$\text{Hệ số an toàn } k = \frac{1725}{1316} = 1,31$$

Viện nghiên cứu khoa học xây dựng đã làm thử nghiệm đường cong phân bố ứng suất biến dạng dọc theo chiều dài của hai thanh neo như hình 7.29 và 7.30.

Trên hình là tình trạng ứng suất men theo độ dài với lực kéo khác nhau, có thể nhìn thấy rõ, ở chỗ 12,5m của đoạn neo giữ, tức 16m của toàn độ dài lực kéo nhổ đã bằng không, nếu tìm ngược lại hệ số an toàn theo đoạn neo giữ là 12,5m, thì:

K = 1,29 vậy đã tiếp cận với hệ số thực đo là 1,31.

3. Đại lầu phát triển Bắc Kinh

Đại lầu phát triển Bắc Kinh thanh neo dùng 2 ϕ28 làm cốt chủ, thanh neo nằm trong đất sét bột, khi tính với hệ số an toàn là 1,5 thì độ dài đoạn neo giữ phải là 19m (đoạn tự do 5m) tổng cộng là 24m, từ thanh neo thí nghiệm như trong hình 7-34a và 7.34b có thể thấy, khi đoạn neo giữ là 18m, (trong hình tổng độ dài là 23m) thì ứng suất đã bằng không. Nếu tính ngược lại thì hệ số an toàn K là 1,4 (công trình này là do phòng nền móng của Viện NCKH Xây dựng Trung Quốc thử nghiệm).

4. Kiến nghị

Căn cứ vào tài liệu thực đo ở mấy công trình đã nêu thì hệ số an toàn chịu kéo nhổ của thanh neo tạm thời phải lấy nền đất làm chuẩn như sau:

Đoạn neo giữ nằm trong đất sét, đất sét bột: K = 1,3 - 1,4

Đoạn neo giữ nằm trong cát và cát nguội: K = 1,2 - 1,3.

Kiến nghị này đã được đưa ra từ trước khi ban hành tiêu chuẩn ngành dựa theo phân loại đất.

7.5.6. Tính độ dài bầu neo

Tham khảo L_m trong hình 7.2, độ dài bầu neo suy từ công thức (7-2a):

$$T = L_m.\pi D\tau$$

sẽ là:

$$L_m = \frac{T}{\pi D.\tau}.K$$

Trong đó:

K - hệ số an toàn chống nhổ.

Trị số cường độ chịu cắt τ có thể xem xét dựa vào kinh nghiệm tích luỹ được và các số liệu đo thử... của các địa phương, cũng có thể tính được theo công thức, tức là lấy công thức (7-3) thay vào công thức (7-2a) có:

$$L_m = \frac{T.K}{\pi D(K_o\gamma htg\varphi + c)} \qquad (7\text{-}4)$$

Trong đó:

h - độ cao từ trung tâm đoạn neo giữ đến mặt đất, và không được nhỏ hơn 4m.

Các kí hiệu khác cũng như đơn vị đo - giống như trên

7.5.7. Tính độ dài đoạn tự do

Như hình 7.12, điểm O là điểm áp lực đất bằng không, OE là mặt trượt giả định, góc kẹp giữa thanh neo AD với đường nằm ngang AC là α, AB là đoạn tự do của neo, tìm độ dài AB:

$AC = AO\tan\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)$, φ đã biết, vậy có thể tìm được AO.

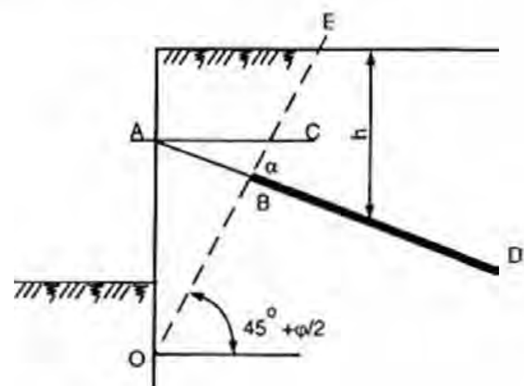
$$\widehat{ACB} = 45^o + \frac{\varphi}{2}$$

$$\widehat{ABC} = 180^o - \left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) - \alpha$$

$$= 135^o - \frac{\varphi}{2} - \alpha$$

Vì α đã biết, theo hàm số sin ta có:

$$AC : \sin\widehat{ABC} = AB : \sin\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)$$



Hình 7.12: Sơ đồ thiết kế thanh neo

Độ dài đoạn tự do:

$$AB = \frac{ACsin\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)}{sin\left(135^o - \frac{\varphi}{2} - \alpha\right)} = \frac{AOtan\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right).sin\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)}{sin\left(135^o - \frac{\varphi}{2} - \alpha\right.}$$

Thường lấy đoạn tự do bằng 5m, nếu có nhiều tầng neo thì dùng phương pháp tính phân tầng.

7.5.8. Tính dây neo (dây thép xoắn, cốt thép thô)

1. Cốt thép thô: $A_s = \frac{KN}{f_{yk}}$

Trong đó:

A_s - diện tích mặt cắt cốt thép (mm^2);

K - hệ số an toàn;

N - lực kéo trục (kN);

f_{yk} - trị tiêu chuẩn cường độ cốt thép.

2. Dây thép xoắn: $n = \frac{kN}{A_s f_{ptk}}$

Trong đó:

n - số bó dây thép xoắn;

K - hệ số an toàn;

N - lực kéo trục thiết kế (kN);

A_s - diện tích dây thép xoắn (mm^2);

f_{ptk} - trị tiêu chuẩn cường độ dây thép xoắn.

7.6. TÍNH ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ THANH NEO

Trong đánh giá ổn định tổng thể BS 8081 : 1989 đã lưu ý người thiết kế phải kể đến:

(1) Sức chịu của neo, ví dụ các neo có sức chịu cao ít ảnh hưởng đến ổn định chung hơn các neo có sức chịu thấp.

(2) Vị trí các mặt phẳng phá hoại giới hạn để đảm bảo chiều dài neo tự do đủ để kéo dài phía bên kia của bất cứ mặt phẳng nào.

(3) Xây dựng và quy hoạch các khống chế có thể cấm hoặc từ chối sử dụng những neo bên ngoài khu vực làm việc của dự án.

(4) Các khống chế vật lí liên quan đến điều kiện đất, sự có mặt của những hầm dịch vụ, công tác nổ mìn tháo dỡ...

Người thiết kế cần đánh giá sự ổn định tổng thể. Để giúp nhà thầu neo, người thiết kế cần chi tiết những vấn đề sau:

(1) Tải trọng làm việc của các neo

(2) Các chiều dài neo tự do tối thiểu

(3) Tổng mặt bằng các neo

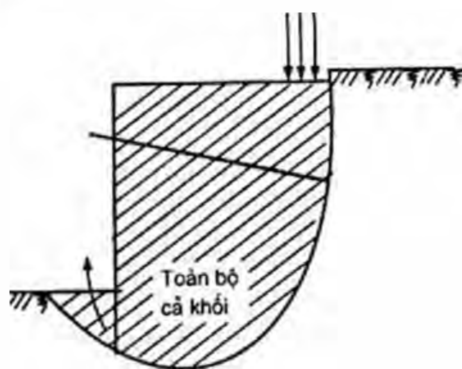
Người thiết kế cũng cần chuẩn bị cho phép thay đổi thiết kế do vướng mắc trong bố trí neo hoặc thay đổi các điều kiện vật lí.

7.6.1. Mô thức phá huỷ tổng thể

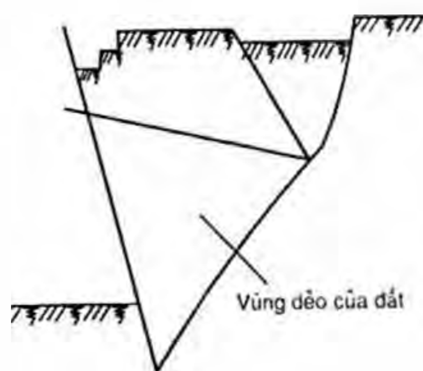
Lực chống nhổ của thanh neo tuy đã có hệ số an toàn, nhưng hệ kết cấu được tạo thành bởi tường cọc chắn đất, thanh neo, thể đất cũng có khi bị phá huỷ co tính tổng thể:

Một loại là: Từ dưới chân cọc bị đẩy ra phía ngoài, cả hệ thống bị trượt xuống theo một mặt trượt giả định, làm cho khối đất bị phá huỷ, như hình 7.13;

Một loại nữa là: Tác dụng tổng hợp của cọc tường, thanh neo vượt quá phạm vi an toàn của đất, do đó từ mặt chịu cắt ở chỗ chân cọc bắt đầu hình thành một mặt trượt tầng sâu theo hướng liên kết kéo của tường, làm cho tường bị nghiêng lật ra, như hình 7.14.



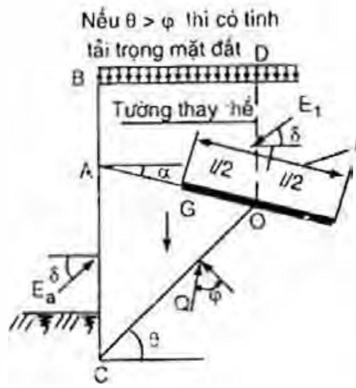
Hình 7.13: Mặt đất bị phá huỷ trượt xuống



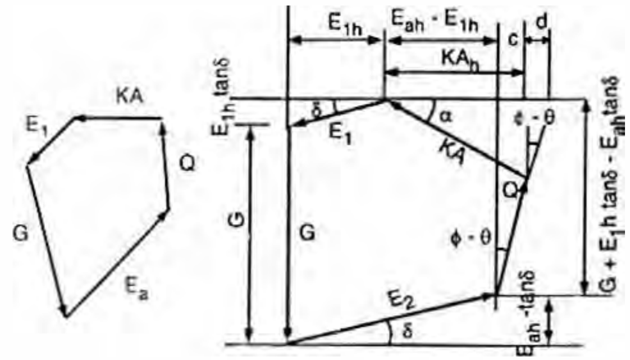
Hình 7.14: Phá huỷ bằng mặt trượt ở tầng sâu

7.6.2. Tính ổn định tổng thể

Ổn định tổng thể nếu tính theo cân bằng trượt mái dốc của cơ học đất thì rất phức tạp, vào năm 1953 một học giả Đức tên là E. Kranz đã dùng giả định tường thay thế: cho toàn bộ hệ thống là nằm ở giữa mặt trượt dưới sâu của khối đất với một bức tường thay thế giả tưởng, xác định như sau : xem rằng một nửa độ dài bầu neo nằm phía ngoài của tường giả tưởng, ta kéo một đường thẳng từ chân cọc đến trung tâm bầu neo, đó chính là mặt trượt dưới sâu theo giả định Kranz, như hình 7.15 và trên hình 7.16a đa giác cân bằng lực.



Hình 7.15: Phương pháp tường thay thế Kranz



Hình 7.16a: Đa giác lực và sơ đồ tính toán

Trong hình, OD là tường thay thế, CO là đường kéo từ chân cọc đến điểm trung tâm của bầu neo, E_a là áp lực đất chủ động dùng cho cọc chắn đất (với góc ma sát giữa đất - cọc là δ), E_1 là áp lực đất chủ động của tường thay thế (với góc ma sát giữa đất - tường thay thế là δ), góc kẹp giữa CO với đường nằm ngang là θ, nếu θ lớn hơn góc φ, khi tính toán phải tính cả tải trọng mặt đất, khi θ nhỏ hơn góc φ, có thể không tính tải trọng mặt đất. G là trọng lượng đất ở giữa tường thay thế và cọc. Vẽ đa giác lực như hình 7.16a rồi tính toán với hệ số an toàn lớn hơn 1,5:

$$KA_h = E_{ah} - E_{1h} + c$$

$$(c + d) = [G + E_{1h}\tan\delta - E_{ah}\tan\delta] \times \tan(\varphi - \theta)$$

$$d = KA_h\tan\alpha - \tan(\varphi - \theta)$$

$$KA_h = E_{ah} - E_{1h} + [G - (E_{ah} - E_{1h})\tan\delta]tg(\varphi - \theta) - KA_h\tan\alpha.\tan(\varphi - \theta)$$

$$KA_h + KA_h\tan\alpha.\tan(\varphi - \theta) = E_{ah} - E_{1h} + [G - (E_{ah} - E_{1h})\tan\delta]tg(\varphi - \theta)$$

$$KA_h[1 + \tan\alpha.\tan(\varphi - \theta)] = E_{ah} - E_{1h} + [G - (E_{ah} - E_{1h})\tan\delta]\tan(\varphi - \theta)$$

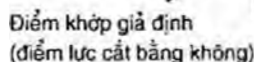
$$KA_h = \frac{E_{ah} - E_{1h} + [G - (E_{ah} - E_{1h})\tan\delta]\tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan\alpha\,.\,\tan(\varphi + \theta)} \qquad (7\text{-}5)$$

Trong công thức trên KA_h là lực ngang (hình chiếu ngang của KA) lớn nhất có thể chịu được.

Gọi YA_h là lực ngang (hình chiếu ngang) thiết kế của bầu neo thì hệ số an toàn:

$$f = \frac{KA_h}{YA_h} = 1,5.$$

Sau đó, Kranz cùng với Ranke và Ostermayer (1968) đã sửa đổi công thức tính hệ số an toàn nói trên theo sơ đồ như trình bày trên hình 7.16b và nó đã được tiêu chuẩn Anh (BS 8081 : 1989) kiến nghị sử dụng cùng với một số công thức khác.



Hình 7.16b: Sơ đồ kiểm tra ổn định thanh neo theo tiêu chuẩn Anh (BS 8081 : 1989)

Hệ số an toàn f:

$$f = \frac{T_{max}}{T}$$

Cho các áp dụng không tới hạn $f \geq 1{,}3$

Cho các áp dụng tới hạn $f \geq 1{,}5$

Trong hình 7.16b:

W - trọng lượng khối đất trong mặt phá hoại, nếu có áp lực q trên mặt đất thì lấy w + q;

P_n - áp lực đất chủ động tác động trên mặt DE. Lực đẩy nổi của nước cần xét tới khi đất ở bên dưới mực nước. P_n được vẽ nằm ngang và cũng có thể là một lực nghiêng;

R_n - Thành phần ma sát của phản lực đất. Lực này đặt dưới góc $\alpha = \phi$ (hoàn toàn xiên) đối với pháp tuyến của khối đất. Cần lưu ý rằng α không được lớn hơn góc nội ma sát của đất ϕ. Sức kháng cắt huy động tác động dọc theo mặt phẳng là $(R_n\cos\phi)\text{tg}\phi$;

S - thành phần sức kháng do độ bền dính của đất (nói chung bỏ qua);

P_A - áp lực đất chủ động giữa điểm A và điểm C. Điểm C là điểm lực cắt bằng không.

T - lực neo tính toán theo thiết kế;

T_{max} - lực neo tìm được từ đa giác lực theo nguyên tắc cân bằng khối trượt.

Dưới đây ta xét một số phương pháp xác định ổn định tổng thể cho 4 trường hợp đối với vị trí khác nhau của các neo khi hố móng có 2 tầng neo (hình 7.16c).

Trường hợp 1: Neo phía trên ngắn hơn neo phía dưới và nằm trong phạm vi khối trượt abfh (hình 7.16c). Góc nghiêng β' của mặt trượt bc lớn hơn β'' của mặt trượt bf. Hệ số an toàn theo mặt trượt bc (hình 7.16c_1) xác định theo công thức:

$$f = \frac{F^{'}_{bx}}{N^{'}_{ax}};$$

con theo mặt trượt bf (hình 7.16c_2):

$$f = \frac{F^{''}_{bx}}{N^{'}_{ax} + N^{''}_{ax}}.$$

Trong đó:

F_{bx} - tức KA_h, xác định theo công thức (7-5);

N_{ax} - hình chiếu nằm ngang của lực neo thiết kế.

Trường hợp 2: Neo trên dài hơn neo dưới nhưng điểm giữa của bầu neo nằm bên trong khối trượt chủ động của neo dưới.

Trong trường hợp này ổn định theo 2 mặt trượt sẽ xác định giống như đối với trường hợp 1.

Trường hợp 3: Neo trên nằm ngoài khối trượt chủ động hfg (hình 7.16c_4). Góc nghiêng β' của mặt trượt bc lớn hơn β'' chủ động mặt trượt bf.

Hệ số an toàn về ổn định của mặt trượt bc (hình 7.16c_3)

$$f = \frac{F^{''}_{bx}}{N^{'}_{ax} + N^{''}_{ax}}.$$

Từ bầu neo dưới có thể có 2 mặt trượt bf và bfc (hình 7-16c_4).

Đối với mặt bf, lực $F^{'}_{b}$ của neo trên không có ảnh hưởng đến khối trượt abfh vậy nên ổn định trượt của mặt bf sẽ là:

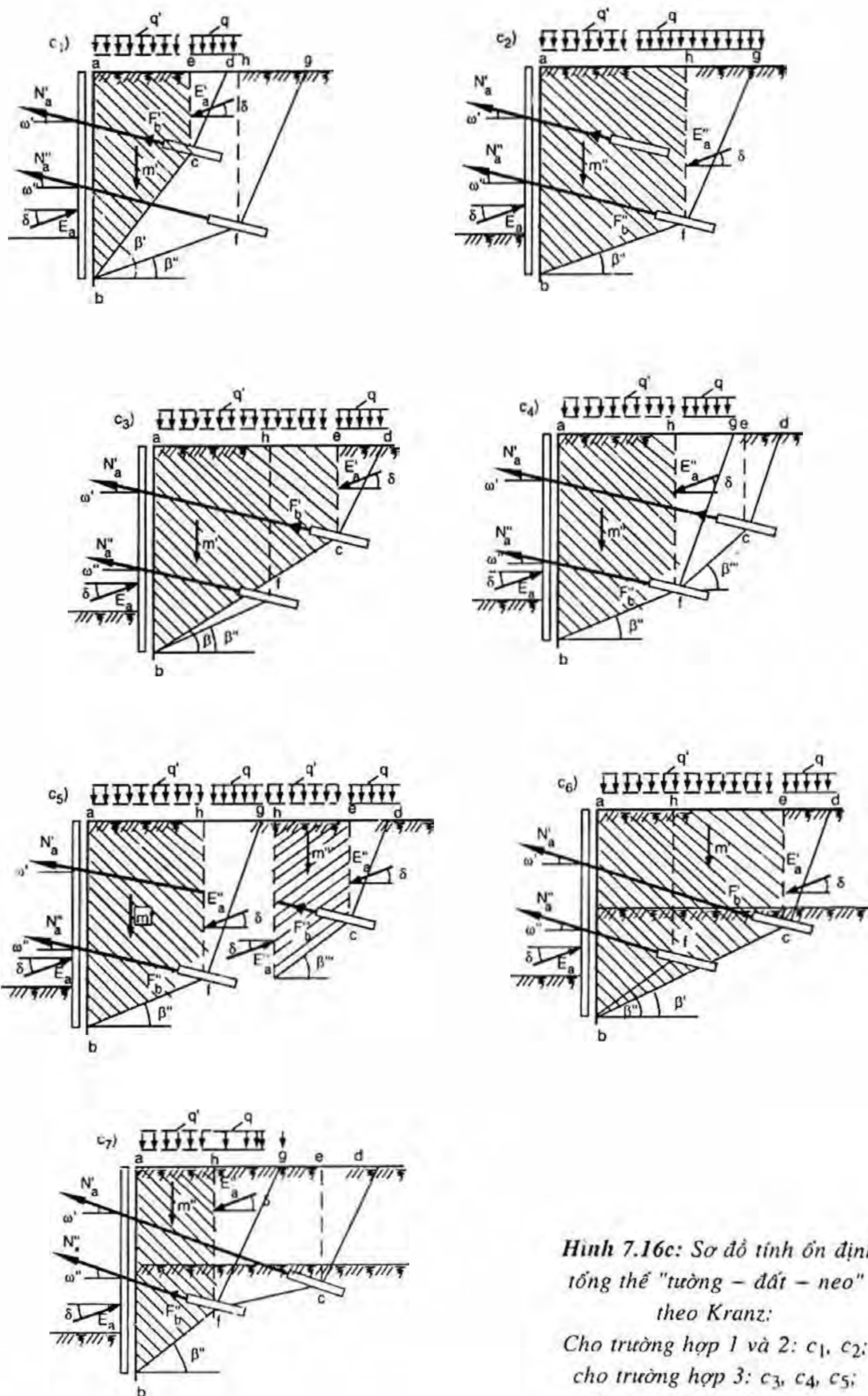
$$f = \frac{F^{''}_{bx}}{N^{''}_{ax}}.$$

Còn ổn định trượt của mặt bfc (hình 7.16c_5):

$$f = \frac{F^{''}_{bx} + F^{'''}_{bx}}{N^{'}_{ax} + N^{''}_{ax}}.$$

Trường hợp 4: Đất gồm có lớp đất yếu nằm phía trên vì vậy neo phía trên phải kéo dài thêm (hình 7-16c_6) và góc nghiêng β' của mặt trượt bc nhỏ hơn góc β'' của mặt bf. Trong trường hợp này hệ số ổn định trượt của mặt bc (hình 7.16c_6) tính theo công thức:

$$f = \frac{F^{'}_{bx}}{N^{'}_{ax} + N^{''}_{ax}}.$$



Hình 7.16c: Sơ đồ tính ổn định tổng thể "tường – đất – neo" theo Kranz:
Cho trường hợp 1 và 2: c_1, c_2;
cho trường hợp 3: c_3, c_4, c_5;
cho trường hợp 4: c_6 và c_7.

Còn đối với mặt trượt bên dưới bf (hình 7.16c_7)

$$f = \frac{F_{bx}^{\cdot\cdot}}{N_{ax}^{\cdot\cdot}}.$$

Ổn định theo mặt trượt bfc không cần xét vì rằng ổn định theo đường thẳng bf sẽ ít thuận lợi hơn so với đường gãy bfc.

Trong các công thức trên (xem hình 7.16c):

m - khối lượng của nêm trượt (vùng có gạch chéo), khi $\theta > \varphi$ thì cần kể đến tải trọng trên mặt đất gần hố móng, thay m bằng m + q + q';

E_a - hợp lực của áp lực đất chủ động lên tường neo;

$E_a^{\cdot}$ - hợp lực của áp lực đất lên tường neo giả định;

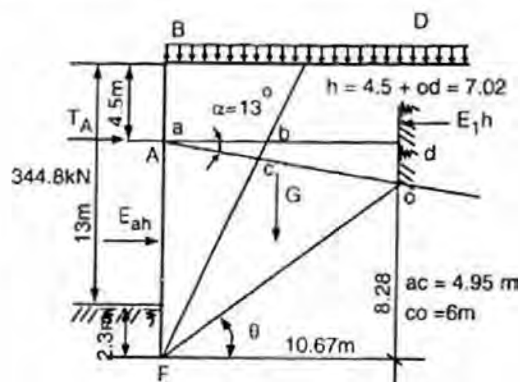
F_b - sức chịu tải của neo xác định theo công thức (7-5);

N_a - sức chịu tải của neo theo thiết kế xác định bằng công thức (7-2a) hoặc (7-2b).

Chỉ số ở chân "x" có nghĩa là hình chiếu ngang (trục x) của đại lượng đang xét.

7.6.3. Ví dụ thực tế về tính toán ổn định tổng thể

Hố móng đại lầu Trung Sơn ở Thẩm Dương sâu 13m, đất nền khá tốt, một tầng neo, độ dài đoạn neo giữ 12m, như hình 7.17, tính theo phương pháp Kranz: Lực thiết kế của thanh neo:



Hình 7.17: Ví dụ về tính ổn định tổng thể

T_A = 344.8kN, $\varphi = 37^o$, γ = 19 kN/m^3.

OD là tường thay thế:

$\delta = 0$, $\alpha = 13^o$, ac = 4,95m, co = 6m, ao = 10,95m, h = OD = 7,02m.

Khoảng cách thanh neo 1,5m.

Tìm trị f của hệ số an toàn ổn định tổng thể:

1. $\theta = \text{arc}\dfrac{15,3 - 7,02}{10,95\cos 13^o} = 37,8^o \quad \theta > \varphi$

2. $G = \frac{7{,}02 + 15{,}3}{2} 10{,}67 \times 1{,}5 \times 19 = 3393{,}7kN$

3. Do θ lớn hơn φ nên phải tính tải trọng mặt đất $q = 10\ kN/m^2$.

Áp lực đất chủ động của cọc chắn đất (BF):

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \times 19 \times 15{,}3^2 \times 1{,}5 \times 0{,}248 + 10 \times 15{,}3 \times 0{,}248 \times 1{,}5 = 884{,}2kN$$

($\varphi = 37^o$, $K_a = 0{,}248$)

4. Áp lực đất chủ động của tường chắn đất (OD):

$$E_{1h} = \frac{1}{2} \times 19 \times 7{,}02^2 \times 0{,}248 \times 1{,}5 + 10 \times 7{,}02 \times 0{,}248 \times 1{,}5 = 200.3kN$$

5. Tìm KA_h:

Theo công thức (7-5):

$$KA_h = \frac{E_{ah} - E_{1h} + [G + E_{1h}\tan\delta - E_{ah}\tan\delta]\tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan\alpha \, . \, \tan(\varphi - \theta)}$$

$$= \frac{884{,}2 - 200.3 + [3393{,}7 + 0 - 0]\tan(37^o - 37{,}8^o)}{1 + \tan 13^o \tan(37^o - 37{,}8^o)} = \frac{683.9 - 47.4}{1 - 0{,}003} = 638{,}4kN$$

(Có thể chịu được lực ngang lớn nhất)

$f = \frac{KA_h}{YA_h}$ (trong công thức YA_h là lực hình chiếu ngang thiết kế của thanh neo).

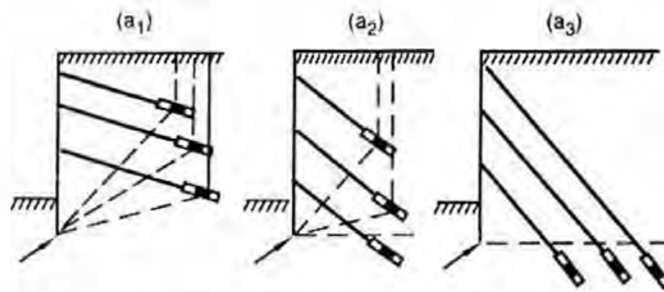
Trong ví dụ này YA_h tức là $T_A = 344{,}8kN$ nên:

$$f = \frac{638.4}{344.8} = 1{,}85 > 1{,}5 \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

7.6.4. Yêu cầu kiểm tra ổn định tổng thể

Với các thiết kế bình thường, có cần phải kiểm tra ổn định tổng thể của thanh neo hay không phải tuỳ theo tình hình bầu neo có nằm sâu xuống phía dưới chân của cọc tường hay không, trong quy trình hữu quan của Canada dựa vào cách lựa chọn từ ba tình huống của hệ thống thanh neo nhiều tầng như hình 7.18 để thảo luận về vấn đề này.

Trong hình ($7.18a_1$), toàn bộ các thanh neo đều ở phía trên của chân tường nên phải kiểm tra toàn bộ ổn định tổng thể của chúng, nét đứt là giả định phần tường kéo giữ và giả định mặt trượt của đất. Hình $7.18a_2$ có hai thanh neo phải kiểm tra hệ số an toàn tổng thể của chúng. Hình $7.18a_3$ cả 3 thanh neo đều kéo sâu xuống phía dưới của chân tường nên không cần phải kiểm tra ổn định tổng thể.



Hình 7.18: Kiểm tra ổn định tổng thể trong các tình huống khác nhau

7.7. THỬ NGHIỆM THANH NEO

Yêu cầu chung:

Có ba loại thí nghiệm cho tất cả các neo như sau:

(a) Thí nghiệm để thử

(b) Thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường

(c) Thí nghiệm để chấp nhận

Các thí nghiệm thử được yêu cầu để kiểm tra hoặc khảo sát trước khi lắp đặt neo làm việc về chất lượng, sự phù hợp của thiết kế với các điều kiện đất và vật liệu dùng, mức độ an toàn mà thiết kế yêu cầu. Các thí nghiệm này chặt chẽ hơn nhiều so với thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường, do đó kết quả không thể luôn luôn so sánh trực tiếp được, ví dụ các bầu neo ngắn có chiều dài khác nhau được lắp đặt và thí nghiệm để tìm lực nhổ phá huỷ thích hợp. Trong trường hợp khi đặc trưng chịu tải của đất đã được khảo sát, các tải trọng tính theo độ bền của dây neo thì tải trọng làm việc thích hợp được suy ra từ những kết quả thí nghiệm thử.

Các thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường được thực hiện cho những neo thi công trong điều kiện giống hệt như các neo làm việc và cách thức, mức độ chất tải như nhau. Chúng có thể thực hiện trước hợp đồng chính hoặc trong các neo làm việc được lựa chọn khi thi công. Chu kì quan trắc phải phù hợp để đảm bảo các dao động ứng suất trước hoặc rão ổn định trong những giới hạn cho phép. Các thí nghiệm này chỉ ra những kết quả sẽ thu được từ các neo làm việc.

Các thí nghiệm để chấp nhận được thực hiện cho tất cả các neo, ngoại trừ những bu lông đá, thể hiện khả năng ngắn hạn của neo để chịu tải trọng lớn hơn tải trọng làm việc thiết kế và hiệu quả của việc truyền tải đến vùng bầu neo. So sánh những kết quả ngắn hạn với các thí nghiệm tính phù hợp tại hiện trường sẽ cho chỉ dẫn về ứng xử dài hạn. Phương pháp thử neo cho 3 loại thí nghiệm nói trên có thể tham khảo tiêu chuẩn BS 8081 : 1989, chương 11 (Anh) .

7.7.1. Đặc trưng phá huỷ của thanh neo (thông qua thử nghiệm chống nhổ)

1. Tình huống thứ nhất

Khi thanh neo bị kéo nhổ đến một cấp tải trọng nào đó thì chuyển dịch liên tục, không thể ổn định được, khi đó xem là đã bị phá huỷ, như hình 7.19, thanh neo số 110

và hình 7.20, thanh neo 122 ở Đại lầu Kinh Thành. Kéo nhổ đến 550kN thì không thể ổn định được nên xem 550kN là tải trọng phá huỷ của thanh neo.

2. Tình huống thứ hai

Khi thanh neo bị kéo đến một cấp tải trọng nào đó, tuy có thể ổn định, nhưng lượng tăng chuyển vị đã gấp mấy lần so với lực kéo ở cấp tải trọng trước đó, ví dụ neo số 3 ở Đại lầu Trung Sơn trên hình 7.21 khi ở 480kN, lượng tăng chuyển vị đã gấp 5 lần so với chuyển vị khi ở tải trọng 440kN nên xem 480kN là tải trọng phá huỷ; Còn ở khách sạn Kinh Thành trên hình 7.22, thanh neo số 109 khi ở 500kN thì lượng chuyển vị đã gấp 4 lần lượng chuyển vị khi ở 400kN, nên lực kéo nhổ 500kN là lực phá huỷ thanh neo.

3. Tình huống thứ ba

Tuy là có điểm ngoặt rõ rệt, kéo tiếp nữa vẫn ổn định, nhưng tổng lượng chuyển vị tăng lên rất lớn, vượt quá yêu cầu, như thanh neo số 2 Đại lầu Trung Sơn trên hình 7.23, khi ở 540kN chuyển vị đến 112mm nên cho là thanh neo khi ở 540kN đã bị phá huỷ.

7.7.2. Xác định khả năng chịu lực giới hạn của thanh neo

Khả năng chịu lực giới hạn tức là tải trọng đã đạt đến giới hạn, vượt quá giới hạn đó sẽ bị phá huỷ. Do đó, phương pháp xác định khả năng chịu lực giới hạn là:

1. Tải trọng ở cấp trước của tải trọng mà ở đó chuyển dịch không dừng, khi kéo nhổ có thể ổn định, thì cấp tải trọng này là tải trọng giới hạn.

2. Dưới tác dụng của một cấp tải trọng nào đó (ΔP_i) mà lượng tăng chuyển vị (ΔS_i) đã gấp 2 lần trở lên so với lượng chuyển vị ở cấp trước đó (ΔS_{i-1}) thì lấy tải trọng ΔP_{i-1} làm tải trọng giới hạn.

3. Tải trọng mà tổng lượng chuyển vị đã phù hợp với lượng chuyển vị tối đa theo yêu cầu của thiết kế.

Căn cứ theo các yêu cầu trên nêu các ví dụ như sau:

Hình 7.19 thanh neo 110, khả năng chịu lực giới hạn có thể lấy là 400kN;

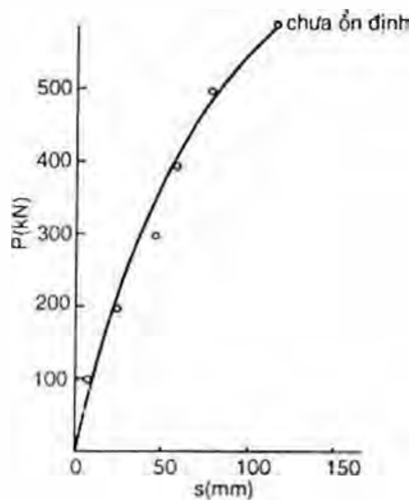
Hình 7.20, thanh neo 122, khả năng chịu lực giới hạn có thể lấy là 400kN;

Hình 7.21, thanh neo số 2 ở Đại lầu Trung Sơn, khả năng chịu lực giới hạn có thể lấy là 440kN;

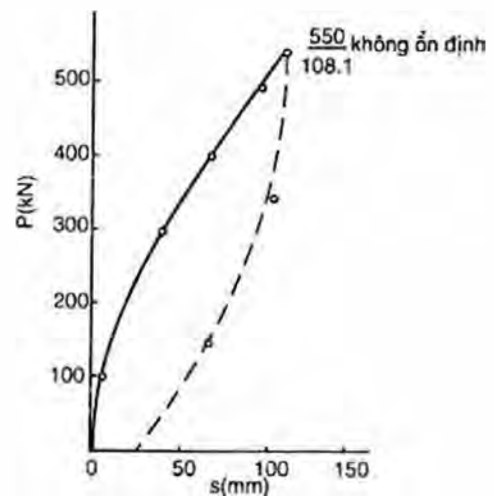
Hình 7.22, thanh neo số 109 ở Đại lầu Kinh Thành, khả năng chịu lực giới hạn có thể lấy là 400kN;

Hình 7.23, thanh neo số 3 ở Đại lầu Trung Sơn, khả năng chịu lực giới hạn có thể lấy là 440kN, vì khi ở 480kN lượng chuyển vị là 140mm, đã vượt quá yêu cầu thiết kế.

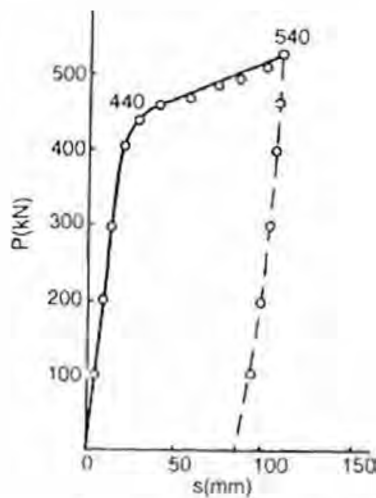
Hình 7.24, là đường cong P-s của các thanh neo số 17, 86, 138, 141, 98, 137 tại Đại lầu Kinh Thành.



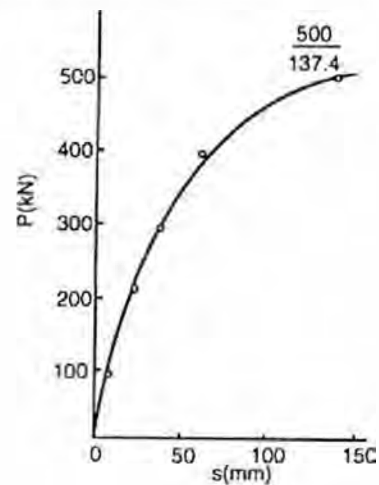
Hình 7.19: Đường cong P–s của thanh neo 110 góc nghiêng 13° tại Đại lầu Kinh Thành



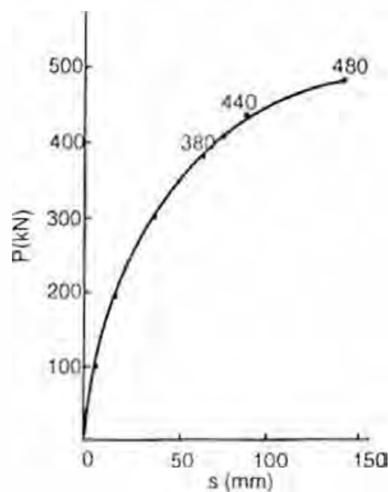
Hình 7.20: Đường cong P–s của thanh neo 122 góc nghiêng 13° tại Đại lầu Kinh Thành



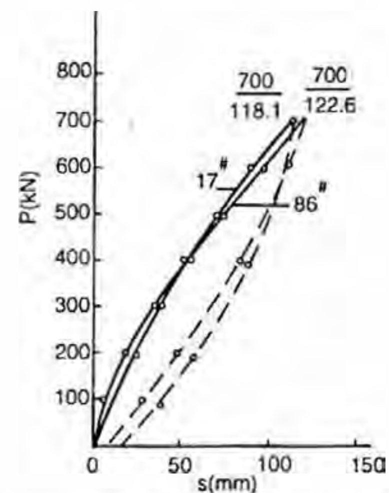
Hình 7.21: Đường cong P–s của thanh neo 2 ở Đại lầu Trung Sơn



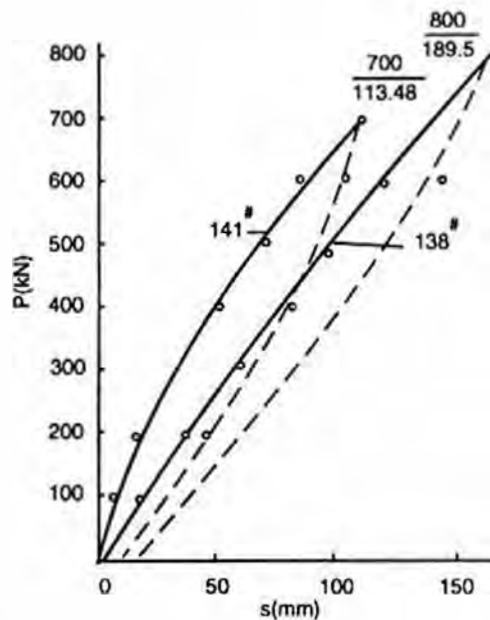
Hình 7.22: Đường cong P–s của thanh neo số 109, góc nghiêng 25° ở Đại lầu Kinh Thanh

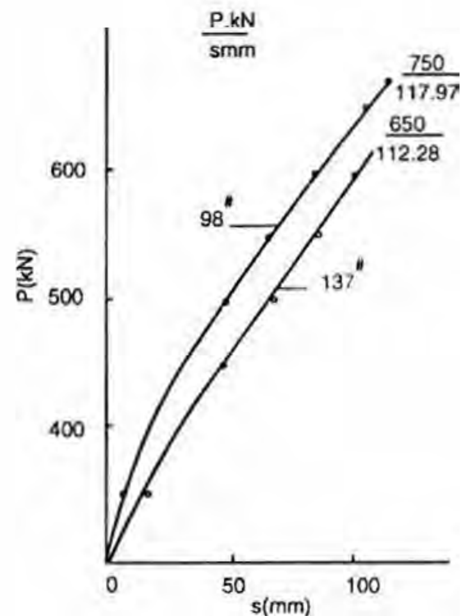


Hình 7.23: Đường cong P–s của thanh neo số 3 ở Đại lầu Trung Sơn



Hình 7.24: Đường cong P–s của thanh neo số 17 và số 86 góc nghiêng 25° ở Đại lầu Kinh Thành





Hình 7.25: Đường cong P-s của thanh neo số 138, số 141 góc nghiêng 25° tại Đại lầu Kinh Thành

Hình 7.26: Đường cong P-s của thanh neo số 98, số 137 góc nghiêng 30° tại Đại lầu Kinh Thành

7.7.3. Ví dụ thực tế về khả năng chịu lực giới hạn của các thanh neo có góc nghiêng trong nền đất khác nhau

1. Trước khi thi công thanh neo của hố móng sâu ở bất kì công trình xây dựng nào cũng nhất thiết phải làm thử nghiệm kéo nhổ, tối thiểu 3 thanh (không bao gồm tầng đất khác nhau). Như ở đại lầu Trung Sơn đã làm thử nghiệm 4 thanh, ở Đại lầu Kinh thành đã làm 9 thanh với các góc nghiêng khác nhau ở tầng thứ nhất, tầng thứ hai làm 5 thanh, tầng thứ ba làm 6 thanh, ở Đại lầu Phát triển đã làm 4 thanh.

2. Mặt cắt địa chất và ví trí tương ứng của ba tầng thanh neo tại Đại lầu Kinh Thành như hình 7.27. Tầng thanh neo thứ nhất lần lượt là: $\alpha = 13^o$, GI109 là đại diện; $\alpha = 25^o$, GI17 là đại diện, $\alpha = 30^o$, GI98 là đại diện. Bầu neo của thanh neo có $\alpha = 13^o$ là 30m, trong đất sét bùn khoảng 15m, trong đất bột sét khoảng 15m, khả năng chịu lực giới hạn bình quân là 400kN. Thanh neo có $\alpha = 25^o$ trong đất sét bùn 3m, trong đất bột sét 14m, trong cát bột 13m (đều là số ước lượng), khả năng chịu lực giới hạn bình quân 600kN. Thanh neo có $\alpha = 30^o$ trong đất bột sét 12m, trong cát bột 10m, trong đất sét bột khoảng 8m, khả năng chịu lực giới hạn bình quân 658kN. Các ví dụ thực tế này cho thấy, góc nghiêng và nền đất có liên quan cực lớn với khả năng chịu lực. Hình 7.28 là đường cong P-s của thanh neo tầng thứ hai, tầng thứ ba ở trong tầng cát cuội tại Đại lầu Kinh Thành.

Tên lớp đất	Màu sắc	Miêu tả đất	Độ sâu đáy lớp (m)	Cốt đáy lớp (m)	Bề dày lớp (m)
Đất lấp tạp	Vàng nâu	Rất ướt, dẻo, lẫn gạch vỡ	1,0	38,00	1,0
Đất bột sét	Vàng	Bão hòa, dẻo, lẫn mi ca	1,5	37,50	0,5
Đất sét	Hồng xám	Bão hòa, dẻo, có cây mục nát	2,6	36,40	1,1
Á sét nhẹ	Vàng	Bão hòa, dẻo, lẫn mi ca, khương thạchkẹp tầng mỏng đất sét chất bột	6,3	32,70	3,7
Cát bột	Vàng	Bão hòa chặt vừa lẫn mi ca	6,7	32,30	0,4
Á sét bùn	Xám đậm	Bão hòa, dẻo, lẫn vỏ sò	9,2	29,80	2,5
Đất sét bột	Vàng	Bão hòa, dẻo rắn, lẫn khương thạch, có chất gỗ mục	12,4	26,60	3,2
Đất sét bột	Vàng	Bão hòa, dẻo	13,4	25,60	1,0
Cát bột	Vàng	Bão hòa, chặt chắc, lẫn mi ca	17,0	22,00	3,6
Đất sét bột	Vàng xám	Bão hòa, dẻo, lẫn mi ca, oxyt sắt, khương thạch, kẹp tầng sét	19,0	20,00	2,0
Cát bột mịn	Vàng	Bão hòa, chặt vừa, lẫn mi ca, kẹp tầng đất sét chất bột	21,5	17,5	2,5
Cát trung	Vàng	Bão hòa, chặt chắc, lẫn mi ca	22,8	16,20	1,3
Cát cuội			23,6	15,40	0,8

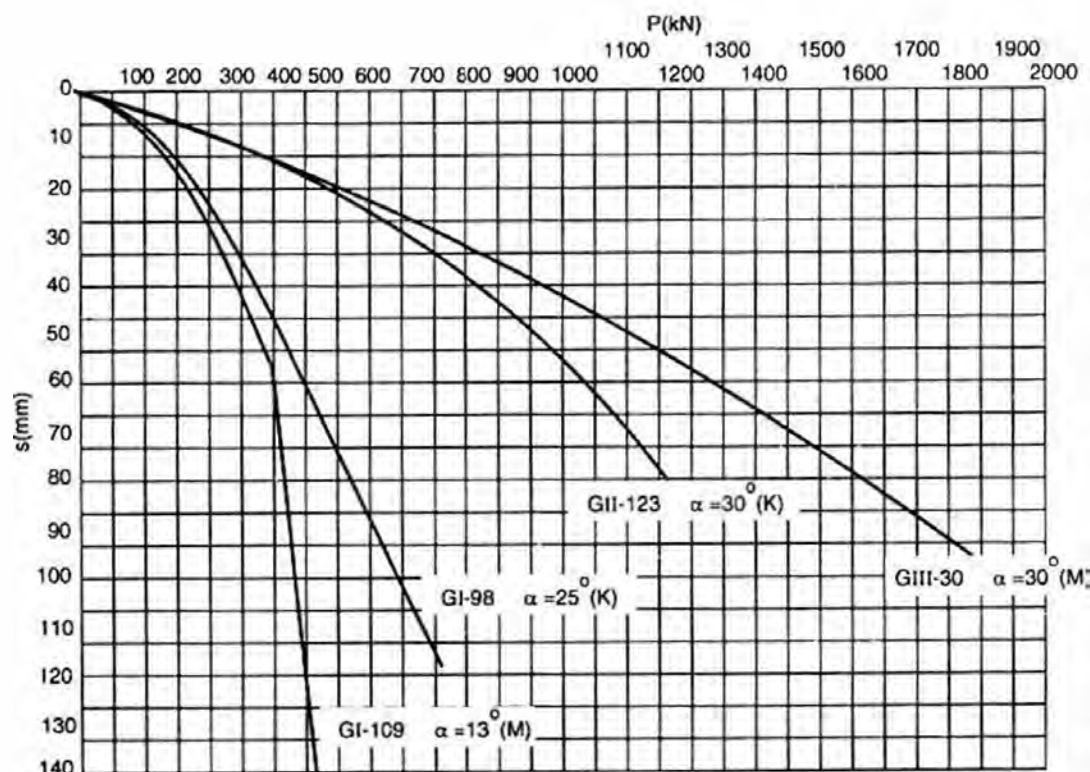
Hình trụ lỗ khoan

Thước tỷ lệ: 5, 10, 15, 20, 25, 30

Mặt cắt thanh neo

l_t - Độ dài thanh neo
l_f - Độ dài tự do
25°
13°
30°
30°
Đoạn không neo
Bầu neo
l_f = 11.24m
l_f = 7.25m
l_f = 3.60m
l_t = 30m GI - 109# α = 13°
l_t = 30m GI - 17# α = 25°
l_t = 30m GI - 98# α = 30°
l_t = 28m GII α = 30°
l_t = 18m GIII - 140# α = 30°

Hình 7.27: Mặt cắt địa chất Đại lầu Kinh Thành



Hình 7.28: Đường cong P–s khi thử nghiệm lực neo giữ của thanh neo trong đất tại Đại lầu Kinh Thành
Máy khoan tự chế tạo M–MZ–II; Thanh neo do máy khoan K–Krupp nhập ngoại thi công; GI – Thanh neo tầng thứ nhất; GII– Thanh neo tầng thứ hai; GIII – Thanh neo tầng thứ ba.

7.7.4. Đo và phân tích chịu lực của bầu neo

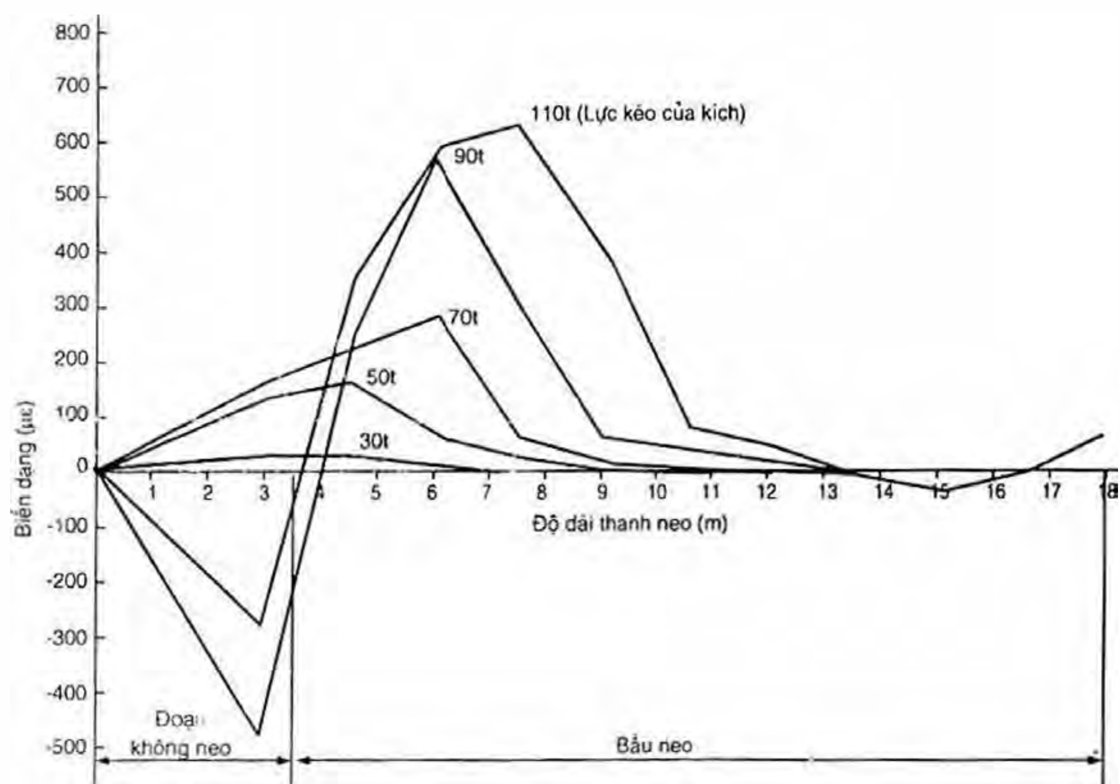
1. Tình hình đo chịu lực của bầu neo

Chôn biến dạng kế của bêtông vào trong vữa bầu neo theo từng mét dài để đo biến dạng, đã đo biến dạng bầu neo theo từng cấp của lực kéo, còn đo cả tình hình biến dạng ngay trong quá trình đào đất và sau khi hoàn tất việc đào đất 1 tháng. Trong khi đo đã rút ra một số quy luật:

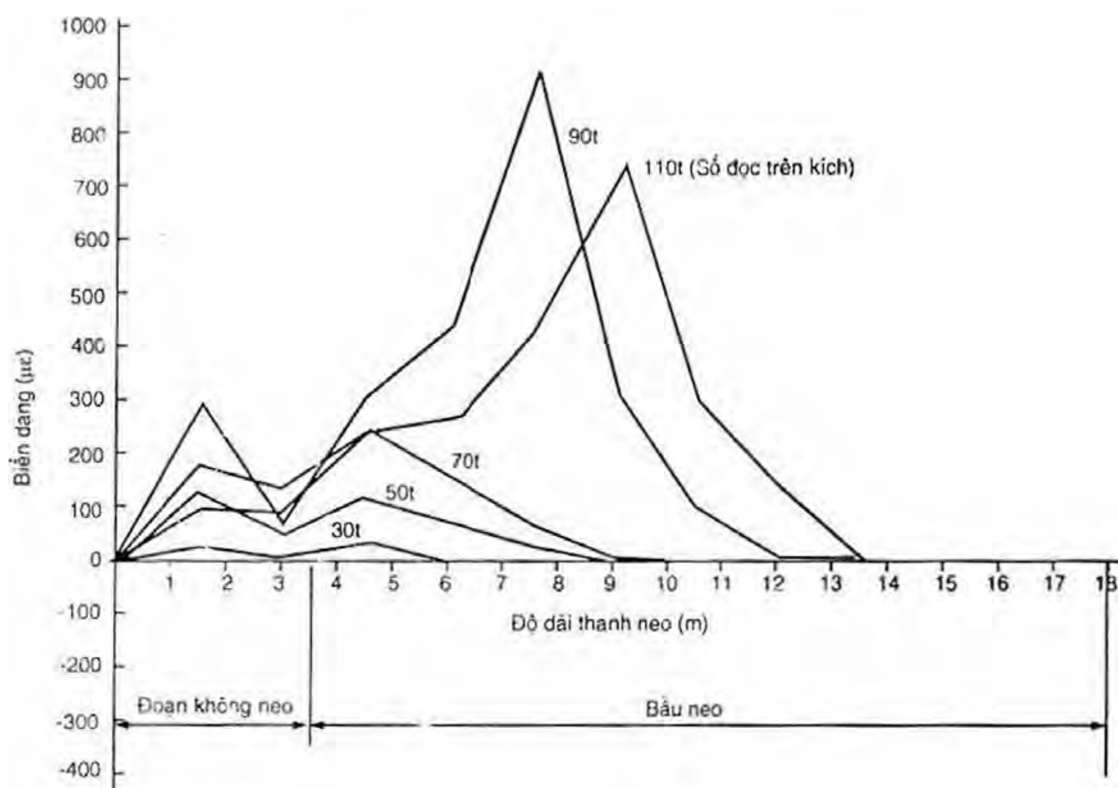
(1) Đại lầu Kinh Thành, tầng neo thứ ba đo 2 thanh, toàn bộ bầu neo ở trong cát mịn và cát trung đá sỏi, toàn thanh neo dài 18m, đoạn bầu neo dài 14,4m, dây neo là 9 dây thép xoắn 7 ϕ5. Thanh neo và mặt cắt địa chất xem hình 7.27. Kích kéo căng cứ 100kN chọn làm một cấp, cho đến 1100kN. Lấy độ dài thanh neo làm trục hoành, biến dạng làm trục tung để vẽ thành đường cong, lần lượt xem các hình 7.29 và hình 7.30.

(2) Cũng đo giống như thanh neo nói trên trong quá trình đang đào đất và sau khi đào đất 1 tháng, tình hình ứng suất và biến dạng biến đổi theo độ dài thanh neo xem hình 7.31 và hình 7.32.

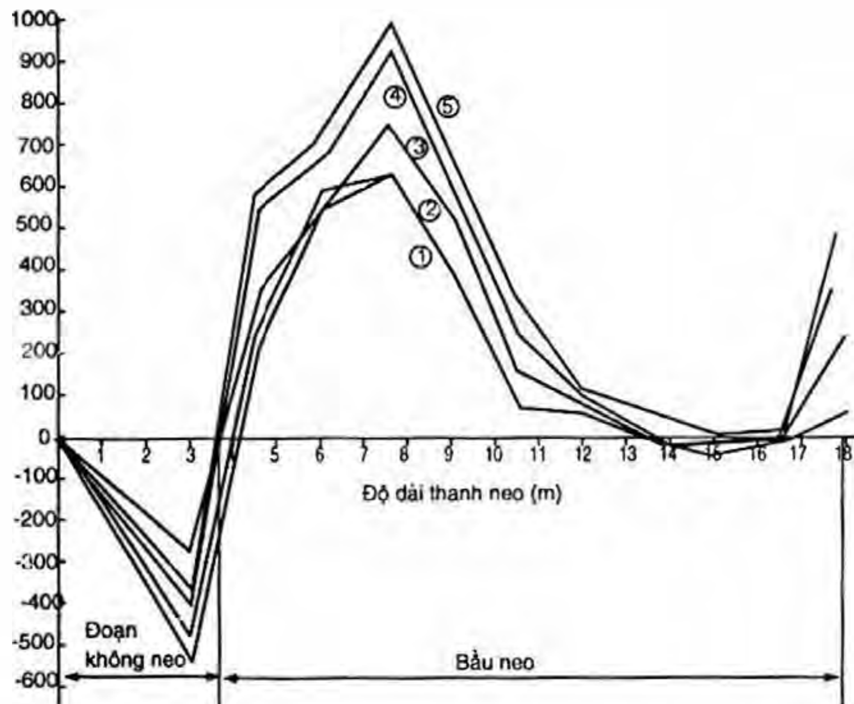
(3) Đại lầu Phát triển đo 4 thanh, phía đông phía tây mỗi bên 2 thanh, bầu neo nằm trong đất sét bột, đoạn tự do dài 5m. Đoạn bầu neo ở mặt phía đông dài 15m, toàn bộ dài 20m; bầu neo mặt phía tây dài 19m, toàn bộ dài 24m; cốt neo dùng 2 thanh thép to ϕ28, cũng đo với cùng một phương pháp. Đường cong kết quả đo xem hình 7.33 và 7.34. Mặt cắt thanh neo và trụ địa chất xem hình 7.35.



Hình 7.29: Đường cong phân bố biến dạng của neo trong quá trình kéo căng thanh neo đo thử số 1

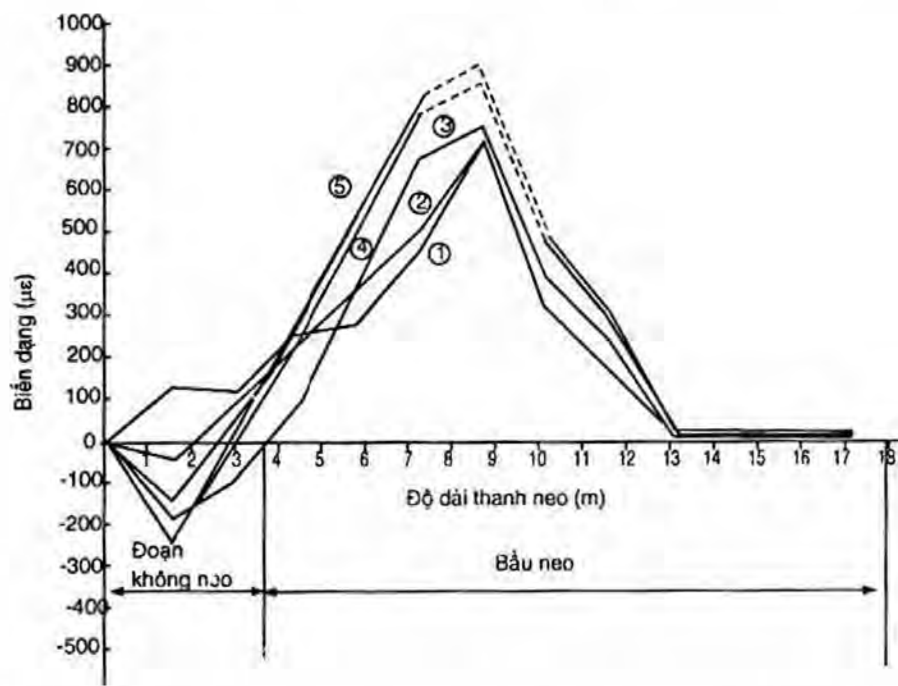


Hình 7.30: Đường cong phân bố biến dạng của neo trong quá trình kéo căng thanh neo đo thử số 2



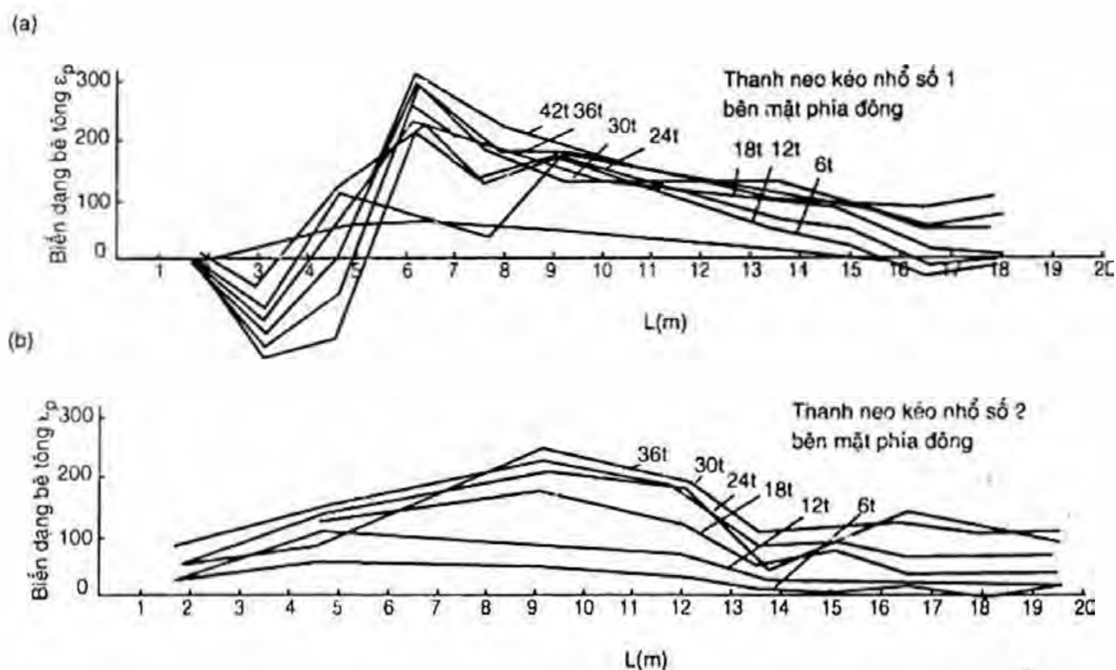
***Hình 7.31:** Đường cong phân bố biến dạng của thanh neo đo thử số 1 trong quá trình đào hố móng*

1. Thanh neo kéo căng 1100kN, ngày 16 tháng 3; 2. Tháo bỏ kích, ngày 16 tháng 3; 3. Trong quá trình đào hố móng ngày 21 tháng 3; 4. Đào xong hố móng, ngày 30 tháng 3; 5. Sau khi đào xong hố móng 1 tháng, ngày 29 tháng 4.

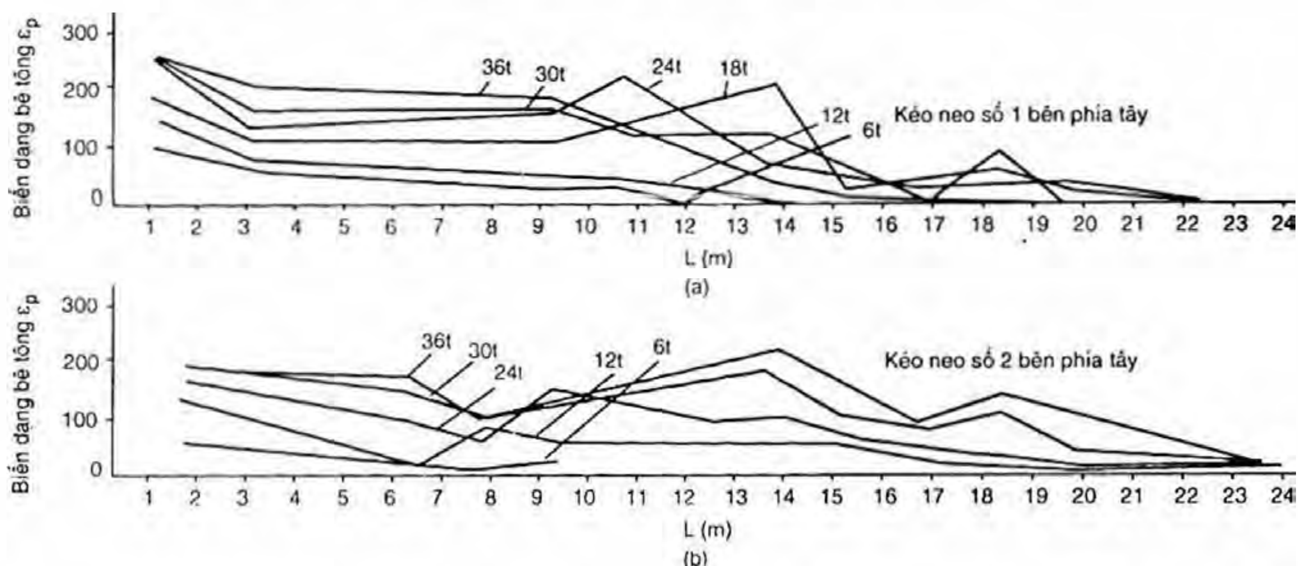


***Hình 7.32:** Đường cong phân bố biến dạng của neo tại thanh neo đo thử số 2 trong quá trình đào hố móng*

1. Kéo căng thanh neo 1100kN, ngày 16 tháng 3; 2. Tháo bỏ kích, ngày 16 tháng 3; 3. Trong quá trình đào đất hố móng, ngày 21 tháng 3; 4. Đào xong hố móng, ngày 30 tháng 3; 5. Sau khi đào xong hố móng, ngày 11 tháng 4.



Hình 7.33: Phân bố biến dạng bêtông thanh neo thử nghiệm kéo nhổ (ε_p)



Hình 7.34: Phân bố biến dạng bêtông kéo dự ứng lực thanh neo bên mặt phía Tây

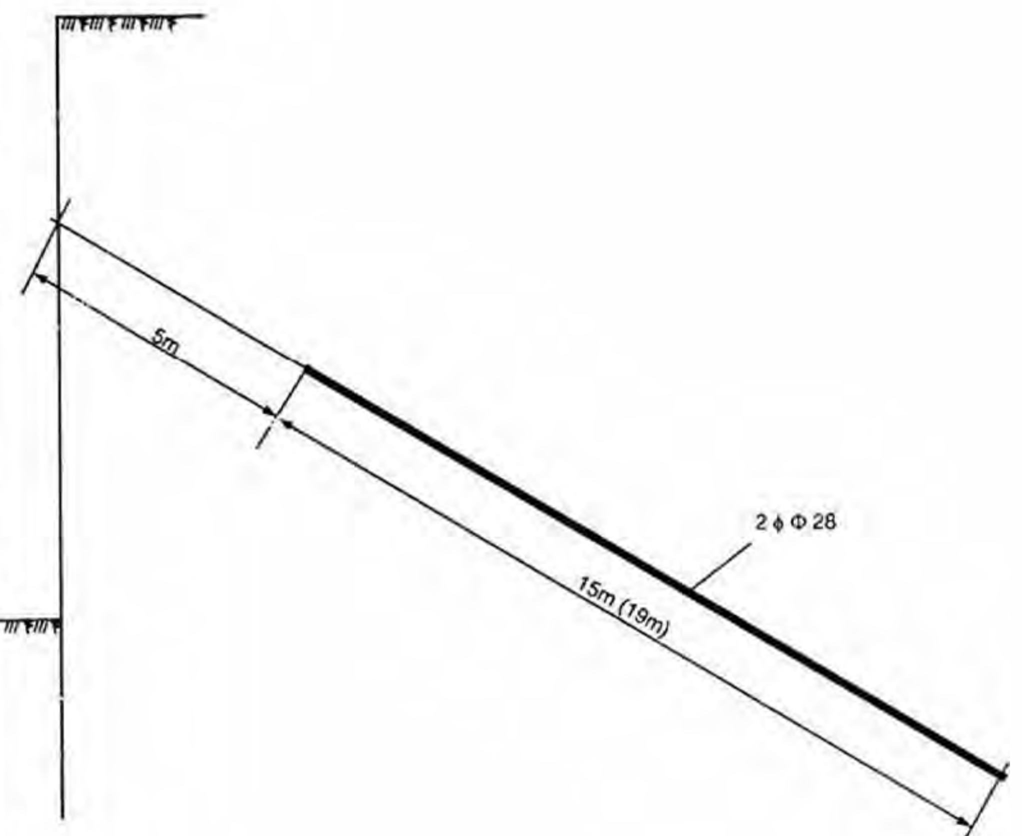
Khi đo thì Đại lầu Phát triển đo trước, Đại lầu Kinh Thành đo sau, tập trung lực lượng đo, hơn nữa ngoài việc trong khi kéo căng có làm thử nghiệm chịu lực của thể neo còn tiếp tục kéo dài cho đến khi đào đất, đồng thời lại đo tình hình biến dạng của neo sau một tháng.

2. Phân tích kết quả đo

1. Đại lầu Kinh Thành, thử nghiệm 2 thanh

(1) Khi kéo với các cấp lực, biến dạng đồng thời tăng lên theo độ dài thanh neo, đạt tới trị số đỉnh rồi dần dần tụt xuống, khi ở lực kéo lớn nhất (900 - 1100kN), biến dạng lớn nhất của neo ở chỗ 3,5 - 5m của bầu neo (trị số đỉnh).

Độ sâu (H)	Tên các lớp đất	Trụ địa chất	Miêu tả tính chất
0.30	Đất xỉ tạp		Có lẫn gạch, ngói, xỉ lò
2.10	Đất sét bột		Màu vàng, chặt vừa, lẫn xỉ than dẻo
3.20	Đất sét bột		Nâu vàng, chặt vừa, bão hòa
3.80	Đất sét bột		Nâu vàng, chặt vừa, C = 20 kPa; $\varphi = 30^{o}$
4.40	Đất sét bột		Xám vàng, bão hòa dẻo, C = 19 kPa; $\varphi = 27^{o}$
5.50			Vàng xám, bão hòa, dẻo, C =m19,5kPa; $\varphi = 31^{o}$
8.80	Đất sét bột trung		Nâu vàng, chặt vừa, bão hòa C = 28 kPa; $\varphi = 25^{o}$
9.50	Đất bột cát		Nâu vàng, chặt vừa, dẻo cứng C = 57 kPa
14.20	Đất sét bột		Nâu vàng, bão hòa, chặt vừa C = 28 kPa; $\varphi = 25^{o} - 30^{o}$
15.10	Đất bột cát		Nâu vàng,chặt vừa, bão hòa C = 36 kPa; $\varphi = 30{,}5^{o}$
16.20	Đất bột sét		Chặt vừa, dẻo, hơi cứng, C = 59 kPa; $\varphi = 28^{o}$
17.10	Đất bột sét		Chặt vừa, bão hòa, đồng đều
18.80	Cát mịn		Nâu vàng, chặt vừa, cát bột lẫn một ít sỏi



Hình 7.35: Đặc trưng lớp đất và mặt cắt thanh neo phân bố ở công trình Đại lầu Phát triển

(2) Sau khi biến dạng neo đạt trị số đỉnh, biến dạng tụt xuống, đến chỗ 14 - 16m của toàn độ dài thanh neo, tức là chỗ 10,5 - 12,5m của bầu neo, biến dạng đã bằng không, bằng 72% - 87% độ dài 14,4m của bầu neo theo như nguyên thiết kế.

(3) Trong quá trình đào: theo thời gian từ khi khoá neo đến lúc đào và 1 tháng sau khi đào xong thấy đường cong biến dạng của bầu neo là đường cong tăng dần. trị số đỉnh cũng ở trong phạm vi 3,5 - 5m của bầu neo.

(4). Sau khi đào xong 1 tháng, ở chỗ 10,5 - 12,5m của bầu neo đã không có biến dạng.

2. *Đại lầu Phát triển: thử nghiệm 4 thanh*

(1) Trị số đỉnh không có quy luật như Đại lầu Kinh Thành, nhưng biến dạng lớn nhất của neo cũng xuất hiện ở phần trước của bầu neo, biến dạng ở phần đuôi bầu đã giảm cho tới không.

(2) Hai thanh neo thử nghiệm ở phía tây ở chỗ 18m của bầu neo đã bằng không (bầu neo dài 19m), giống như thử nghiệm ở Kinh Thành đạt 92% của độ dài thiết kế.

3. Vấn đề xuất hiện biến dạng nén trong đoạn tự do của thanh neo

Từ hình 7.29 và hình 7.33a, trong quá trình thử nghiệm kéo căng ở các công trường khác nhau có đo được biến dạng nén ở trong vữa của đoạn tự do. Đặc biệt là trong các thanh neo số 1 và số 2 (Đại lầu Kinh Thành) sau khi kết thúc việc đào đất 1 tháng vẫn tồn tại biến dạng nén. Như hình 7.31, thanh neo số 1 sau khi khoá neo thì biến dạng nén là lớn nhất, đối chiếu với hình 7.29 sau khi đào đất 1 tháng thì dần dần thu nhỏ lại. Còn thanh neo số 2 ngay khi khoá lại không có biến dạng nén (hình 7.32), sau khi đào đất 1 tháng thì biến dạng nén tăng lên. Từ đó thấy rằng: Vữa của đoạn tự do ở bên ngoài ống bọc dây thép thanh neo trong trạng thai chịu lực là chịu nén. Phát hiện của thử nghiệm này thấy là vữa trong đoạn tự do của thanh neo có tham gia vào làm việc. Kiến nghị: tăng thêm độ dài của đoạn tự do để cho vữa tham gia vào làm việc, đồng thời bầu neo có thể kéo sâu vào trong tầng đất tương đối tốt, từ đó, có lợi cho khả năng neo giữ của thanh neo.

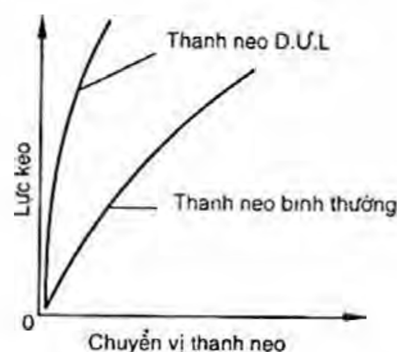
7.7.5. Tổn thất dự ứng lực và kéo căng thanh neo

1. Thanh neo dự ứng lực và thanh neo không dự ứng lực

Khi không dự ứng lực thì giữa đầu neo với dầm sườn và tường cọc, giữa vữa thân neo với lớp đất không có ứng suất, muốn phát huy tác dụng của thanh neo, chỗ đầu neo sẽ phải có biến dạng chuyển vị rất lớn, để giảm bớt biến dạng cần phải căng ứng suất trước. Tác dụng của ứng suất tăng trước của thanh neo dự ứng lực là làm cho bó sợi thép, dây thép xoắn, cốt thép của dây neo bị kéo căng và ép chặt vào đầu neo, dầm sườn và tường cọc, giữa vữa ximăng với đất sinh ra lực cản ma sát, toàn hệ thống đều

ở trong tình trạng chịu lực. Dự ứng lực căng cũng chính là 1 lần thử nghiệm chịu lực đối với thanh neo ở trong đất.

So sánh đường cong chuyển vị khi chịu kéo của thanh neo dự ứng lực với thanh neo không dự ứng lực (neo bình thường) như hình 7.36.



Hình 7-36: So sánh hai loại thanh neo

Ứng suất tăng trước của thanh neo dự ứng lực không phải là cùng một khái niệm với bêtông dự ứng lực. Bêtông dự ứng lực có tính chất tăng cường cho bêtông, còn dự ứng lực thanh neo chỉ là để giảm bớt chuyển vị, chứ không phải là tăng khả năng chống nhổ của thanh neo. Đây là khái niệm khác nhau giữa hai loại. Vì thế, việc kéo dự ứng lực thanh neo không thể giống như bêtông dự ứng lực.

2. Tổn thất trị số dự ứng lực

1) Tổn thất dự ứng lực khi khoá đầu neo

Trị số tổn thất dự ứng lực khi khoá đầu neo tại các công trình Đại lầu Kinh Thành và Đại lầu Trung Sơn ở Thẩm Dương đo được bằng bộ truyền cảm đầu neo với các số liệu sau đây:

(1) Thanh neo số 1 ở Đại lầu Kinh Thành, trị số dự ứng lực là 880kN, sau khi khoá chặt đầu neo thì hạ xuống còn 815kN, tổn thất dự ứng lực 7%.

(2) Thanh neo số 2 ở Đại lầu Kinh Thành, trị số dự ứng lực là 820kN, sau khi khoá đầu neo thì trị số là 720kN, tổn thất 12%.

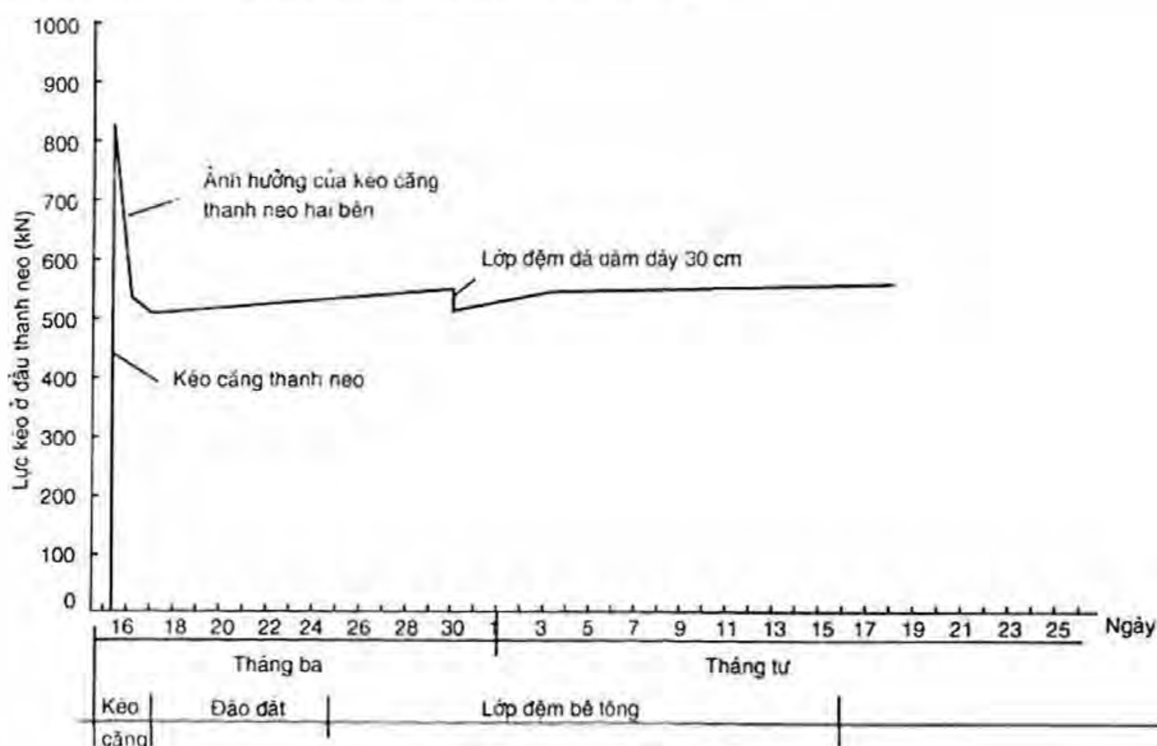
(3) Thanh neo số 46 ở Đại lầu Trung Sơn, dùng cốt thép thô 1 ϕ40, vặn căng êcu và đóng thép cài; dự ứng lực 200kN, sau khi vặn êcu là 171kN, sau khi đóng thép cài là 149kN, cộng tổn thất ứng suất là 25,5%.

2) Tổn thất dự ứng lực của thanh neo liền kề

Do khoảng cách giữa các thanh neo tương đối gần nhau, do tác động chồng thêm ứng suất trong các lớp đất neo giữ, làm cho nền đất biến dạng về phía hố móng, khi kéo căng thanh neo được kéo sau sẽ làm hạ thấp ứng suất trong thanh neo liền kề được kéo trước. Đồng thời, dầm sườn được coi là một hệ liên tục, sau khi thanh neo liền kề được kéo dự ứng lực, thì sẽ có biến dạng mạnh về phía ngoài giáp với đất, làm cho thanh neo đã được kéo dự ứng lực trước đó bị chuyển dịch và tổn thất dự ứng lực, tổn thất dự ứng lực này là lớn.

Thanh neo số 2 ở Đại lầu Kinh thành, cự li giữa các neo là 1,1m, khi kéo căng thanh giữa đến 820kN, sau khi thanh ở hai bên cạnh kéo xong, bộ truyền cảm đầu neo chỉ còn 525kN, so với lúc đầu tổn thất dự ứng lực tới 36%. Khi thi công thanh

neo ở Đại lầu Kim Lăng Bắc Kinh, sau khi kéo xong thanh neo liền kề thì số đọc trên đồng hồ ở đầu neo của thanh neo đã kéo trước đó tổn thất dự ứng lực đến 40%. Hình 7.37 là thanh neo số 2 ở Đại lầu Kinh Thành, thể hiện sự tổn thất dự ứng lực sau khi kéo thanh neo liền kề và tổn thất từ biến theo thời gian.



Hình 7.37: Tổn thất dự ứng lực thanh neo số 2 ở Đại lầu Kinh Thành

Như trên hình 7.37, ngày 16 ứng suất đầu neo là 525kN, trong ngày 30 tháng 3, do có nhồi đá dăm vào bên cạnh cọc, dự ứng lực hạ xuống, sau đó lại quay lại, cho đến ngày 18 tháng 4, ứng suất không thay đổi.

Thanh neo số 46 ở Đại lầu Trung Sơn Thẩm Dương, tháng 12 năm 1985, vào đầu tháng kéo căng xong, sau khi khoá neo ứng suất là 149kN, đến ngày 6 tháng 1 năm 1986 đo thử, ứng suất là 145,5kN, tổn thất 2,3%. Như vậy là chỉ sau 1 tháng, từ biến khá mạnh, nhưng cơ bản là ổn định, vì vậy với loại thanh neo vĩnh cửu thì phải quan trắc trong thời gian dài.

3. Kéo căng dự ứng lực và trị số khoá neo

1) Như trên đã nói rõ: kéo căng dự ứng lực cho thanh neo chỉ là kiểm nghiệm khả năng chịu cắt của đất, có thể giảm bớt chuyển dịch của kết cấu, nhưng không tăng khả năng chống nhổ của thanh neo.

2) Tài liệu về việc đo thể neo trong khi đào đất sau khoá neo và sau một tháng xem hình 7.31 và hình 7.32: chứng tỏ là biến dạng của thanh neo có quan hệ mật thiết với việc tăng áp lực đất vào cọc chắn đất mà thanh neo phải chịu, chứ quan hệ không nhiều với trị số dự ứng lực khi khoá thanh neo.

3) Căn cứ vào khái niệm và các số liệu thực đo nói trên, thấy là: ứng suất khống chế khi kéo căng dự ứng lực không được vượt quá 65% cường độ tiêu chuẩn của thép, cũng không được vượt quá trị thiết kế.

Ví dụ: Dùng dây thép xoắn 7 ϕ5 thì mỗi bó không quá:

$138 \times 1470 \times 0,65 = 131,86$kN (diện tích 7 ϕ5 = 138mm^2).

Cũng không vượt quá: $138 \times 1000 = 138$kN

Tài liệu của Mỹ cho thấy: Ngoài thí nghiệm có thể kéo căng tới 1,33P (tải trọng thiết kế) thì, thường không vượt quá trị thiết kế.

4) Trị số khoá neo: Kinh nghiệm ở Đại lầu Trung Sơn, (cốt thép thô) tải trọng thiết kế thanh neo là 353,8kN, Viện nghiên cứu khoa học đường sắt kiến nghị trị số khoá neo là 250kN, ước bằng 71% tải trọng thiết kế.

Từ đó kiến nghị là: trị số khoá neo bằng 75% tải trọng thiết kế.

7.7.6. Một số điểm chính khi thử neo

Kĩ thuật thử tải chi tiết do người thiết kế quy định dựa vào các tiêu chuẩn hiện hành (ví dụ có thể dựa vào BS 8081 : 1989, chương 11). Ở đây chỉ lưu ý một số vấn đề quan trọng nhất sau đây:

1) Tải trọng thử: đối với cả 3 loại thí nghiệm (thí nghiệm thử, thí nghiệm sự phù hợp tại hiện trường và thí nghiệm chấp nhận ở hiện trường) thì tải trọng lớn nhất lúc thử cần bằng 125% T_w với các neo tạm thời và 150% T_w với các neo lâu dài, ở đây T_w là tải trọng làm việc của neo (xem bảng 7.9). Các tải trọng căng ban đầu vừa nêu là theo giả thiết rằng: tải trọng làm việc của neo kiến nghị bằng 62,5% đối với neo tạm thời và bằng 50% đối với neo lâu dài so với cường độ đặc trưng, tức ứng suất khai thác lớn nhất lần lượt bằng 125% × 62,5% = 78% và 150% × 50% = 75% cường độ đặc trưng của neo (cáp, bó sợi, thanh).

2) Quan hệ tải trọng - chuyển vị: Số liệu tải trọng - chuyển vị cần được vẽ thành đồ thị liên tục trên suốt dải 10% T_w đến 125% T_w đối với neo tạm thời và từ 10% T_w đến 150% T_w đối với neo lâu dài trong đó các gia số tải trọng không lớn hơn 50% T_w.

3) Quan hệ tải trọng - thời gian: nếu tải trọng thử trong 15 phút không giảm lớn hơn 5% (có xét đến ảnh hưởng của nhiệt độ và chuyển dịch của kết cấu) thì neo đó xem là phù hợp. Nếu không thì thử tiếp 2 chu kì tải trọng thử nữa theo tiêu chuẩn trên thì neo đó được xem là đạt. Nếu yêu cầu 5% bị vượt quá cả trong 2 chu kì thì tải trọng thử cần giảm đến một giá trị mà tại đó có thể giữ được sự phù hợp này. Sau đó neo vừa thử có thể được chấp nhận nếu thích hợp với tải trong thử đã được giảm.

4) Quan hệ chuyển vị - thời gian: giữ tải trọng thử bằng kích và quan trắc chuyển vị đầu neo sau 15 phút. Nếu dão nhỏ hơn 5% Δ_e thì thanh neo đó xem là đạt yêu cầu với:

$$\Delta_c = \frac{\text{Tải trọng dư ban đầu} \times \text{chiều dài dây neo tự do}}{\text{Diện tích dây neo} \times \text{môđun đàn hồi dây neo}}$$

Tải trọng dư ban đầu là tải trọng căng kéo bằng 1% tải trọng thử.

5) Quan hệ tải trọng dư - thời gian: cần quan trắc số liệu tải trọng - thời gian bắt đầu từ 110% T_w tiếp tục trong 10 ngày với các chu kì quan sát 5, 15, 50, 150, 500, 1500 (khoảng 1 ngày), 5000 (khoảng 3 ngày) và 15.000 (khoảng 10 ngày) phút.

Khi tải trọng không giữ được giá trị không đổi (do nhiệt độ, chuyển dịch của kết cấu và chùng của thanh neo) thì thử nghiệm trên cần kéo dài bằng cách quan trắc, cách nhau khoảng 7 ngày, trong 30 ngày hoặc đến khi tải trọng trở thành không đổi tuỳ theo chu kì nhỏ hơn.

Trong thí nghiệm chấp nhận ở hiện trường: nếu mất mát tải trọng giảm đến 1% hoặc nhỏ hơn cho mỗi khoảng thời gian Δt của các chu kì quan sát (có kể đến ảnh hưởng của nhiệt độ, chuyển dịch của kết cấu, chùng của dây neo phù hợp với các số liệu của nhà chế tạo) thì những neo đó xem là phù hợp (chấp nhận ở hiện trường). Nếu mức mất mát ứng suất lớn quá 1% thì có thể lấy các số đọc khác tại những chu kì quan sát đều 10 ngày (với mất mát tải trọng cho phép từ 1% trong 5 phút và 8% trong 10 ngày). Nếu sau 10 ngày neo đó không giữ được tải trọng của nó (sự mất mát vượt quá 8% tải trọng thiết kế) thì neo này xem là không phù hợp. Cách giải quyết:

- Bỏ hoặc thay;

- Giảm khả năng chịu tải;

- Chịu một chương trình căng kéo lại để điều chỉnh.

Người thiết kế cần dựa vào yêu cầu cụ thể về chức năng của neo cũng như vào điều kiện đất nền để quy định ra tiêu chuẩn phá hoại của neo, tiêu chuẩn thí nghiệm chấp nhận ở hiện trường, tải trọng khoá neo và cách xử lí khi neo không đạt yêu cầu. Trên đây là một số tình huống thực tế và những quy định nêu trong tiêu chuẩn BS 8081 : 1989 mà ta có thể tham khảo.

7.7.7. Quan trắc ứng xử khi khai thác neo

Tiêu chuẩn BS 8081 : 1989 đã chỉ ra một số quy định trong quan trắc neo sau đây:

1) Cần quy định ngay ở giai đoạn lập kế hoạch hoặc thiết kế trước khi đặt các neo là chúng có hay không quan trắc sau khi lắp đặt.

Có thể dùng hai phương pháp quan trắc, đo đạc tải trọng trên các neo đơn, đo đạc tình trạng của kết cấu hoặc hố đào như một tổng thể. Phương pháp sau được ưa chuộng hơn và cần được chấp thuận khi khả thi và có tính thực tế.

Dùng hộp tải trọng được ưa chuộng hơn khi dao động ứng suất của neo theo thời gian được quan trắc nhưng đòi hỏi hộp tải trọng được thiết kế và cấu tạo đảm bảo độ tin cậy dài hạn.

Khi thực hiện quan trắc dưới dạng đo tải trọng trên dây neo bằng cách đặt kích trên đầu của nó, phải cực kì thận trọng để đảm bảo thực hiện đúng những điều khoản cho phép quan trắc, trong quá trình quan trắc không gây nguy hiểm cho neo, bằng cách tạo các liên kết yếu trong lớp bảo vệ chống ăn mòn, hoặc do quá tải bất cứ phần nào của hệ thống.

2) Cần xem xét các yếu tố sau khi quy định có quan trắc hay không:

(a) Bản chất của kết cấu và các hậu quả gây cho nó do không làm việc của một hoặc nhiều neo trong cả trạng thái khai thác và trạng thái giới hạn của nó;

(b) Bản chất của đất;

(c) Phạm vi, nếu có một neo làm việc kém sẽ thấy được khi không có quan trắc, trước lúc gây nguy hiểm cho an toàn của kết cấu;

(d) Bản chất của neo, bao gồm loại neo, chất lượng của bảo vệ chống ăn mòn, phạm vi về tình trạng làm việc thời gian dài của hệ thống neo trong những hoàn cảnh tương tự đã biết;

(e) Hậu quả của sự phá hoại kết cấu trong tuổi thọ công trình.

3) Nói chung việc quan trắc được kiến nghị cho các kết cấu quan trọng trong hoàn cảnh sau:

(a) Khi ứng xử của các neo sẽ biết chắc chắn bằng cách quan trắc ứng xử của toàn bộ kết cấu, ví dụ khảo sát chính xác chuyển vị hoặc bằng cách đo mức ứng suất trong kết cấu hoặc móng của nó.

(b) Khi sự làm việc kém của các neo có thể gây nguy hiểm cho kết cấu, nó trở thành nguy hiểm cho công trình và khi sự làm việc kém đó không xác định được trước khi kết cấu không khai thác (do hỏng), nếu như không có quan trắc.

(d) Do bản chất của đất hoặc hệ thống bảo vệ, dây neo không thể bám dính được vào thành các lỗ của chúng và đứt neo tại điểm bất kì, sẽ làm cho nó làm việc không hiệu quả trên suốt chiều dài neo.

(d) Khi các neo là một phần đã không được kiểm nghiệm đầy đủ từ trước hoặc bằng các thí nghiệm trong phòng hoặc ở hiện trường trong các hoàn cảnh tương tự.

(e) Khi các neo nằm trong đất dễ bị dão.

4) Việc quan trắc bao gồm các đo đạc trắc địa trên toàn hệ thống neo/đất/kết cấu hoặc đo ứng suất bên trong kết cấu, chương trình này cần làm cho vai trò của các neo tách khỏi những ảnh hưởng khác. Thiết kế một chương trình như vậy đòi hỏi sự hiểu biết chi tiết về kết cấu và phải được người thiết kế kết cấu đó thực hiện.

Khi mục đích quan trắc là xác định ăn mòn, ít nhất 10% hoặc 3 neo, tuỳ theo số lượng phải được quan trắc cho dự án có ít hơn 100 neo. Các dự án lớn hơn thì ít nhất 5% nữa của số vượt trên 100 cần được quan trắc. Khi mục đích của quan trắc chỉ hạn chế ở xác định chắc chắn các ảnh hưởng của chuyển dịch đất, khi đã biết điều kiện đất

đồng nhất, chỉ cần quan trắc một vài neo, ví dụ 5% của các neo làm việc, hoặc ba neo, tuỳ theo số lượng nào lớn hơn. Người thiết kế công trình phải xác định số lượng neo cần quan trắc.

5) Sự mất hoặc đạt được lớn nhất của lực căng trước mà có thể chấp nhận được trong bất cứ neo nào ở thời gian khai thác, cần phải chỉ định trong thiết kế của công trình. Các thay đổi dưới 10% tải trọng làm việc, nói chung không cần quan tâm. Mất hơn 10%, trừ khi đã biết lí do, ví dụ chuyển dịch kết cấu, có thể chỉ ra sự phá hoại từng phần của các bộ phận của neo hoặc kết cấu, cần phân tích các nguyên nhân cũng như hậu quả.

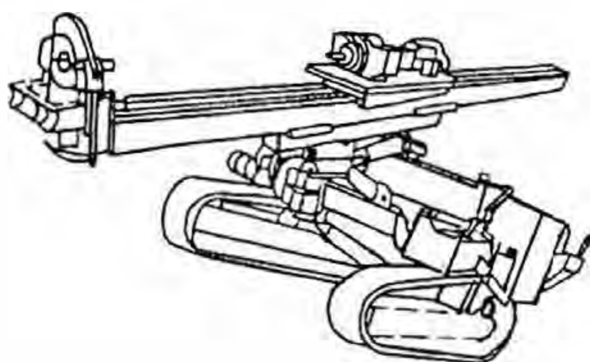
Hoạt động điều chỉnh, bao gồm căng kéo lại từng phần hoặc bổ sung các neo, được kiến nghị khi lực căng trước vượt quá 20% T_w và 40% T_w tương ứng cho các neo tạm thời và lâu dài.

7.8. THI CÔNG THANH NEO

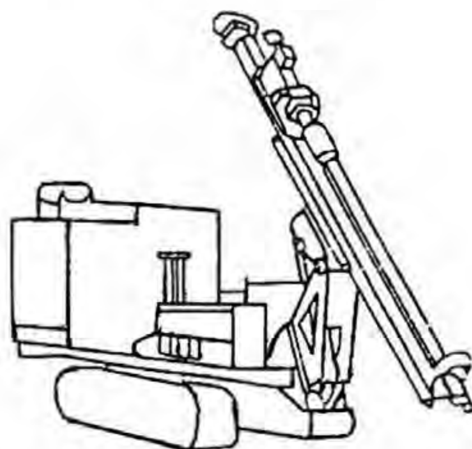
Khi thi công các neo trong đất, phương pháp khoan, có hay không thổi nước, việc lắp đặt dây neo, hệ thống phun vữa và thời gian của các thao tác có thể ảnh hưởng đến sức chịu tải của neo. Thi công các neo trong đất cần thực hiện để bảo toàn được những giả thiết thiết kế. Trước khi bắt đầu công tác neo tại hiện trường, cần chuẩn bị bản mô tả phương pháp có nêu chi tiết toàn bộ các thao tác bao gồm thông tin về máy móc thiết bị. Công tác này phải có sự giám sát của người có kinh nghiệm.

7.8.1. Máy thi công

Máy thi công thường dùng hiện nay là máy RPD của Nhật Bản, máy Krupp của Đức và máy MZII của Trung Quốc. Máy khoan Krupp như hình 7.38, các tham số tính năng của máy xem bảng 7.10. Máy khoan RPD của Nhật xem hình 7.39, các tham số tính năng của máy xem bảng 7.11 còn trong bảng 7.12 - tính năng máy khoan MZII của Trung Quốc.



***Hình 7.38:** Máy khoan Krupp DHR80A của Đức*



***Hình 7.39:** Máy khoan RPD của Nhật*

Bảng 7.10. Tính năng của máy khoan Krupp của Đức

Hạng mục	Tên loại máy khoan	
	HB 101	HB 105
Đường kính lỗ khoan (mm)	64 - 27	Xác định theo yêu cầu neo
Mômen xoắn (N.m)	950	6000
Số lần xung kích (lần/phút)	1800	1800
Vòng quay (r/phút)	0 - 140	0 - 32 - 55
Lực tiến vào (kN)	Lớn nhất là 25	Lớn nhất là 25
Độ dài cần khoan (mm)	6250	6250
Công suất động cơ (kW)	74	74
Trọng lượng máy (t)	8,3	8,3
Kích thước (dài × rộng × cao) (mm)	6610 × 2300 × 2200	6610 × 2300 × 2200

Bảng 7.11. Tính năng máy khoan RPD của Nhật

Hạng mục	Tên loại máy khoan	
	RPD-65LC	RPD-65HC
Đường kính lỗ khoan (mm)	101 - 137	60 - 80
Độ sâu lỗ khoan (m)	10 - 60	0 - 150
Mômen xoắn (N.m)	4000	1000
Số lần xung kích (lần/phút)	1350	2000
Lực tiến vào (kN)	40	40
Độ dài cần khoan (mm)	2600	2600
Công suất động cơ (kW)	50	50
Trọng lượng máy (t)	6,8	6,6
Kích thước (dài × rộng × cao) (mm)	5700 × 2100 × 2250	5700 × 2100 × 2330

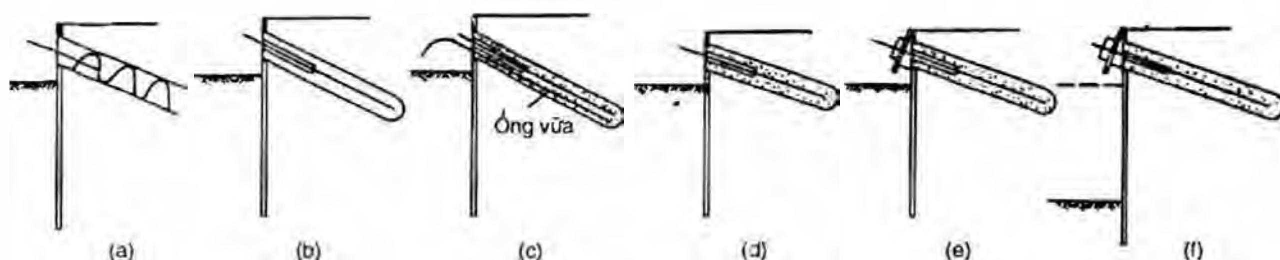
Bảng 7.12. Tính năng máy khoan MZII của Trung Quốc

Tính năng kĩ thuật	Tham số
Đường kính lỗ khoan (mm)	160
Độ sâu lỗ khoan (m)	30
Mômen xoắn (N.m)	3,86/3,02
Công suất động cơ (kW)	25/40
Tốc độ quay máy khoan (r/phút)	63/129
Lực kéo nhổ (kN)	60
Góc nghiêng của khung chống (^{o})	15^o - 35^o
Độ góc quay (^{o})	360^o
Tốc độ quay (r/phút)	0,57
Cự li bước di chuyển (m)	1,4
Khả năng nâng của cần trục	250
Tổng trọng lượng (kg)	12000

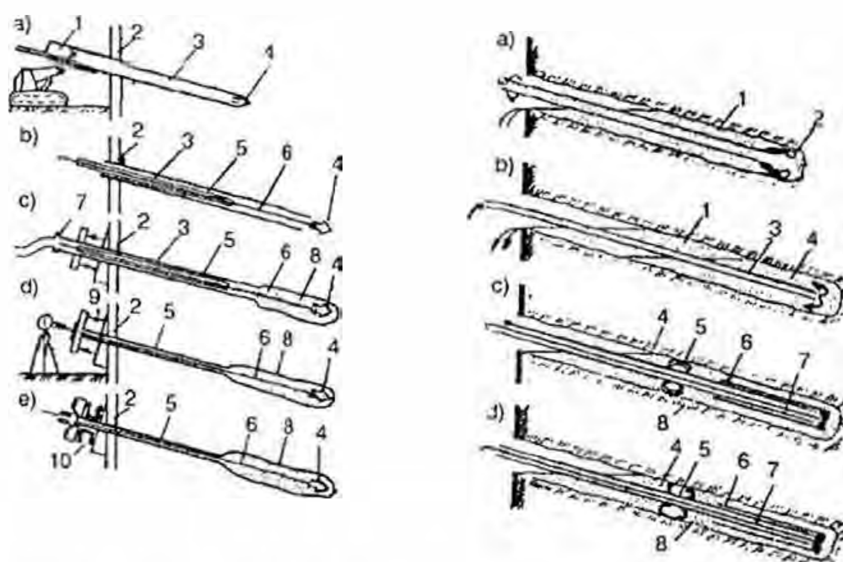
7.8.2. Công nghệ thi công

1. Trình tự thi công thanh neo

Hiện trường phải được đào đất trước sau đó thi công theo sơ đồ 7.40a, cứ thế tiến hành tuần hoàn đến tầng thứ 2 rồi tầng thứ 3... Hiện nay các hãng lớn đều có kết cấu neo riêng của mình và theo đó có công nghệ thi công tương ứng. Trên hình 7-40b là công nghệ làm neo của hãng Bauer và Staump (Đức).



Hình 7-40a: *Sơ đồ trình tự thi công thanh neo*
a) Khoan lỗ; b) Đặt cốt thép; c) Bơm vữa; d) Dưỡng hộ;
e) Lắp đầu neo, kéo dự ứng lực; f) Tiếp tục đào đất.



Hình 7-40b: *Trình tự thi công neo của Bauer và Staump*

Công nghệ làm neo của hãng Bauer (CHLB Đức) phương pháp khô: a) Khoan ống giữ thành; b) Đặt neo; c) Bơm vữa ximăng vào vùng neo và rút ống chống; d) Kéo căng sợi bị neo; e) Trạng thái làm việc của neo.

1. Máy khoan; 2. Công trình được neo; 3. Ống chống; 4. Mũi hình côn; 5. Áo bảo vệ bằng polyetilen; 6. Dây neo; 7. Đầu chụp để bơm ximăng; 8. Nhân lõi ximăng; 9. Thiết bị kéo căng; 10. Mũ đệm

Công nghệ làm neo của hãng Staump (CHLB Đức) phương pháp ướt: a) Khoan có dung dịch bentonite; b) Bơm vữa ximăng vào lỗ khoan; c) Đặt neo; d) Neo chuẩn bị kéo căng.

1. Dung dịch bentonite; 2. Thiết bị khoan; 3. Ống bơm vữa ximăng; 4. Vữa ximăng; 5. Qua đệm ngăn của hãng Staump; 6. Ống giữ neo; 7. Dây neo; 8. Áo bảo vệ bằng polyetilen.

2. Dây chuyền công nghệ

(1) Thao tác khô

Dây truyền công nghệ thao tác khô là:

Chuẩn bị thi công → Chuyển máy vào vị trí → Điều chỉnh vị trí lỗ và độ góc → Khoan lỗ → Nối cần khoan xoáy ốc, tiếp tục khoan đến độ sâu dự định → Rút cần khoan xoáy ốc → Đặt sợi cốt thép hoặc dây thép xoắn → Cắm ống bơm vữa → Bơm vữa → Dưỡng hộ → Đặt dầm sườn và đầu neo (nếu là tường liên tục trong đất hoặc dầm vòng ở đỉnh cọc thì không cần dầm sườn) → Kéo dự ứng lực → Khoá chặt bulông hoặc thanh nêm → Thi công xong thanh neo thì tiếp tục đào đất.

(2) Thao tác ướt

Trong dây chuyền thao tác ướt có việc dùng nước để khoan xục vào, dùng ống lồng trong và ngoài để khoan vào và rút ra, trong trường hợp có nước ngầm, có đá sỏi, đá nham thì thi công thuận tiện. Dây chuyền công nghệ vừa nêu là dựa theo loại máy khoan Krupp.

Dây chuyền công nghệ thao tác ướt là:

Chuẩn bị thi công → Chuyển máy vào vị trí → Điều chỉnh vị trí lỗ và góc nghiêng theo cần khoan → Mở nguồn nước → Khoan lỗ → Nhấc cần khoan trong lên để rửa nhiều lần → Nối ống tầng trong, cần khoan và ống lồng ngoài → Tiếp tục khoan vào → Nhấc cần khoan trong lên để xối rửa nhiều lần đến độ sâu quy định → Nhấc cần khoan trong lên để xối rửa nhiều lần cho đến khi trong lỗ ra nước trong → Khoá nước → Nhổ cần khoan trong (nhổ ra theo từng đoạn) → Cắm bó dây thép xoắn và ống bơm vữa vào → Bơm vữa → Dùng máy nhổ ống để nhổ ống lồng ngoài (nhổ ra theo từng đoạn), Bơm vữa lần hai → Dưỡng hộ → Lắp đặt dầm sườn → Kéo dự ứng lực → Dùng nêm khoá chặt → Thanh neo hoàn thành tiếp tục đào đất.

7.8.3. Những điều trọng yếu trong thi công

1. Công việc chuẩn bị trước khi thi công

Trước khi thi công, ngoài việc phải làm đầy đủ phương án tổ chức thi công thanh neo ra còn phải làm tốt các việc sau đây:

1) Phối hợp chặt chẽ với công việc đào đất, làm cho mặt đất đã đào thấp hơn cốt đầu neo 50 - 60cm, sửa sang mặt đất trong phạm vi chỗ thi công thanh neo được bằng phẳng để tiện cho máy khoan làm việc.

2) Khi thi công bằng thao tác ướt phải làm tốt máng thoát nước, bể lắng, hố thu nước, chuẩn bị bơm chìm trong nước, làm cho nước trong lỗ thoát ra đi qua máng thoát nước để chảy vào bể lắng rồi vào hố thu nước để bơm ra bằng máy bơm, đồng thời phải chuẩn bị đủ nước để bơm.

3) Các việc chuẩn bị khác có: Nguồn điện, máy bơm vữa, dây thép, ống bơm vữa, dầm sườn, thiết bị kéo dự ứng lực v.v...

2. Khoan lỗ

Các phương pháp khoan thường dùng cơ cấu xoay, đập hoặc xoay - đập, đôi khi dùng kĩ thuật rung. Khoan lõi ít được dùng cho các lỗ neo vì giá thành cao và người ta cho rằng độ nhẵn của lỗ khoan làm giảm khả năng dính bám. Phương pháp này ưu việt khi độ nghiêng lớn trong đất khó khoan. Có thể sử dụng bất kì máy móc hay trình tự khoan nào để tạo ra một lỗ ổn định, có kích thước thích hợp với những sai số cho phép, không có chỗ thắt hay chỗ lồi lõm lớn nào gây khó khăn cho việc đặt dây neo và giảm chất lượng của neo.

1) Trước khi khoan lỗ phải căn cứ vào thiết kế để định ra và đánh dấu vị trí lỗ.

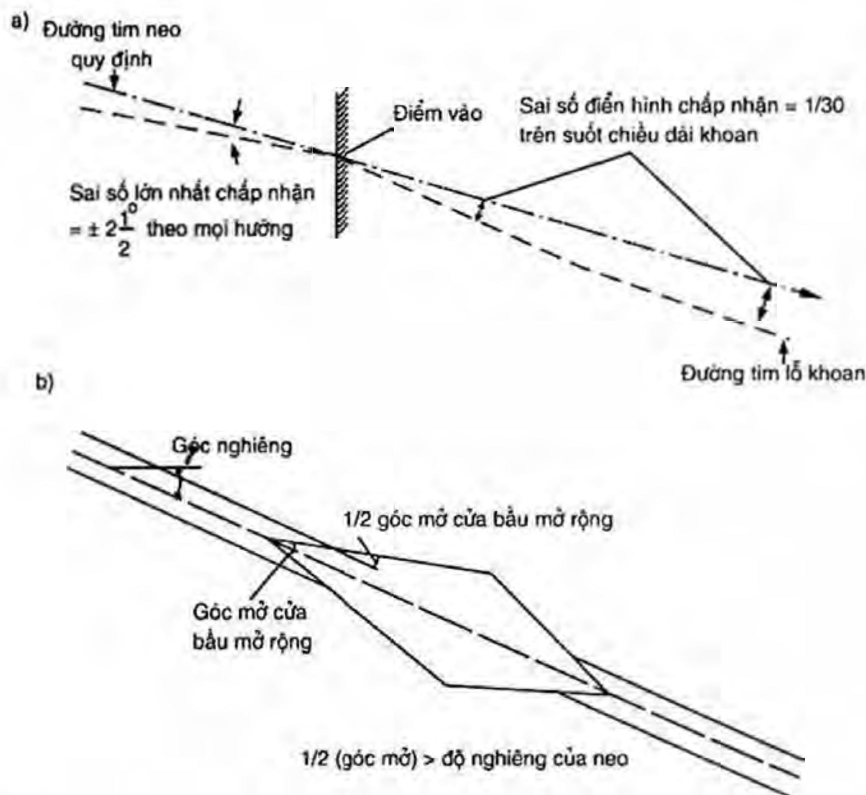
2) Sai số vị trí lỗ của thanh neo theo cự li nằm ngang không được lớn hơn 50mm, theo cự li thẳng đứng không được quá 100mm. Kích thước sai lệch ở phần đáy của lỗ khoan không được lớn hơn 3% độ dài của lỗ. Có thể dùng máy đo nghiêng lỗ khoan để điều chỉnh phương chiều. Điểm vào của lỗ (miệng lỗ) cho phép sai số ± 75mm (tiêu chuẩn Anh)

3) Đối với một tuyến đã quy định tại điểm vào lỗ cần khoan với sai số về góc $\pm 2,5^{o}$ trừ khi đối với neo gần nhau thì sai số như vậy có thể dẫn đến sự giao nhau của bầu neo. Khi đó độ nghiêng của các neo phải được sắp xếp để không vướng nhau. Để khống chế độ nghiêng cần dùng mặt nghiêng để lắp đặt giá khoan và phải liên tục kiểm tra độ nghiêng và tuyến của giá khoan. Khi tuyến là quan trọng thì giá khoan cần đặt trên móng chắc chắn. Độ nghiêng tối thiểu của neo đất là 10^{o}, góc nghiêng thường dùng trong khoảng 15^{o} - 35^{o}.

4) Nói chung các độ lệch của lỗ khoan có thể chấp nhận trong khoảng 1/30 trên suốt chiều dài khoan (hình 7-41a). Điều kiện đất sẽ quyết định phải giảm sai số đó và phải thoả thuận độ lệch cho phép mới (gặp mặt đáy dốc đứng, đá bị vỡ nhiều hay có đá mồ côi). Có trường hợp phải khoan thử để quan trắc độ lệch bằng chụp ảnh, chụp từ tính đơn hoặc các đầu đọc độ nghiêng liên tục.

Nói chung phải ngăn ngừa những méo mó cục bộ như thay đổi đột ngột của phân đoạn lỗ khoan hoặc lệch so với trục lỗ (hình 7.41b) nhằm dễ lắp đặt dây neo và giảm thiểu sự mất mát ma sát khi thao tác căng kéo. Neo có mở rộng bầu cũng phải có những kiểm tra kĩ góc nghiêng của bầu ở mặt trên so với góc nghiêng của neo, giữ chúng ổn định bằng cách phun vữa vào.

5) Khi làm lỗ bằng phương pháp ướt: Đầu tiên khởi động máy bơm, bơm nước khoan vào, căn cứ vào điều kiện địa chất để khống chế tốc độ khoan vào, trước khi nối mỗi đoạn cần khoan nhất định phải xối rửa sạch nước bùn ở trong ống lồng ngoài cho đến khi nước trong trào ra. Khi nối ống lồng ngoài phải ngừng cấp nước, rửa sạch bùn đất bám ở chỗ ren xoắn, bôi lên một ít mỡ bò, phải bảo đảm ống mối nối vào cùng một đường trục với ống cũ. Trong quá trình khoan phải thường xuyên chú ý đến tốc độ



Hình 7.41: *Các sai lệch của lỗ khoan (a) và độ nghiêng giới hạn của bầu neo (b)*

khoan, áp lực khoan và độ thẳng của đường trục cần khoan, khi khoan vào tới còn cách độ sâu thiết kế 20cm, dùng nước xối rửa sạch bùn cát ở trong ống cho đến khi trong ống lồng ngoài trào ra nước trong, sau đó rút cần khoan ra, sau khi nhổ lên theo từng đoạn thì dùng ống nhựa đo độ sâu và ghi vào nhật kí. Áp lực nước để rửa lỗ cần hạn chế để không phá rộng lỗ neo.

6) Khi làm lỗ bằng phương pháp khô: phải thường xuyên lưu ý tốc độ khoan vào, tránh "*biệt cần khoan*", phải cho đất ra hết rồi mới nhổ cần khoan để tránh đất vương vãi trong lỗ, thuận tiện cho việc nhổ cần.

7) Sau khi từng lỗ đã khoan xong toàn bộ chiều dài và đã được thổi rửa nhằm lấy hết các vật liệu tơi, cần phải thử lỗ khoan để xác định chắc chắn về trượt vật liệu đã xảy ra chưa và nó có ngăn cản việc lắp đặt dây neo không.

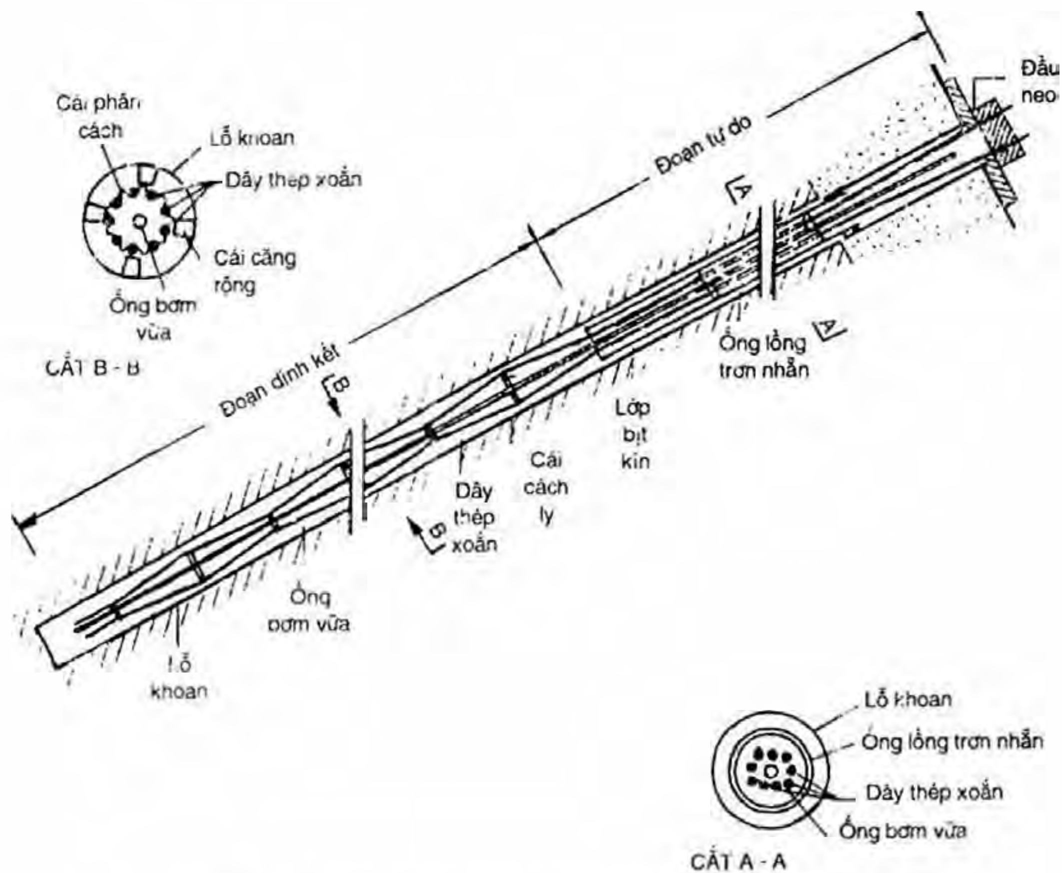
Đối với những lỗ nghiêng xuống, cho phép khoan thêm để bù chỗ cho các mảnh vụn không thể lấy đi khỏi lỗ khoan. Trong thực tế, hiện nay có thể khoan thêm 1m so với chiều dài thiết kế.

Cần xét đến khoan thêm khi tính toán lượng vữa, đặc biệt khi dùng vữa được đóng gói trước trong các bao.

3. Chế tạo dây neo bằng nhiều sợi dây thép xoắn

Hiện nay thường hay dùng dây neo bằng dây thép xoắn 7 ϕ5 và 7 ϕ4, cường độ cơ học của nó là: 7 ϕ5: A = 138mm^2, cường độ tiêu chuẩn 1470 N/mm^2, cường độ thiết kế 1000 N/mm^2; 7 ϕ4: A = 88mm^2, cường độ tiêu chuẩn 1570 N/mm^2, cường độ thiết

kế 1070 N/mm². Khi chế tạo dây thép xoắn phải dùng cái phân cách (cái tách dây), khoảng cách cái phân cách là 1,0 - 1,5m, dây thép xoắn bình thường được tạo thành bởi 3, 5, 7, 9 sợi như hình 7.42.



Hình 7-42: Sơ đồ thanh neo bằng dây thép xoắn nhiều sợi

Sau khi được nhà sản xuất thép cung cấp, trong bất kì điều kiện nào, các dây neo cũng không phải chịu các điều sau đây.

(a) Mọi quá trình phủ kim loại như mạ kẽm hoặc phun kẽm;

(b) Xử lí nhiệt,

(c) Hàn.

Nhiệt sinh ra ở đầu dây neo do cắt bằng đèn ôxy cần được sự đồng ý của nhà chế tạo thép. Cần thực hiện công tác cắt theo mọi chỉ dẫn của nhà chế tạo thép. Các dây neo cần được che chắn khỏi các tia lửa trong thao tác này và mọi quá trình hàn cắt bên cạnh. Các đầu dây neo phải được xử lí hết những cạnh sắc nhọn.

Các dây neo lâu dài cần được chế tạo trong xưởng hoặc ở hiện trường nhưng trong khu vực được che và sử dụng người có đào tạo.

Mọi dây neo phải không có các gỉ sắt có hại hoặc bất cứ hợp chất phá huỷ nào. Khi chế tạo và bảo quản cần kê các dây neo lên khỏi sàn. Cấm xoắn hoặc gập thép vì có thể ảnh hưởng xấu đến các đặc trưng tải trọng - dãn dài của chúng.

Với các thanh neo, đầu ren được làm sạch cẩn thận và bôi lớp dầu mỏng, quan trọng là đảm bảo nó đã được vặn êcu đúng thành bộ với mọi đầu ren đã có êcu và bản đệm. Hư hỏng bề mặt đầu ren cần sửa chữa bằng dụng cụ thích hợp, nhưng phải loại bỏ các đầu ren hu hỏng nặng.

Khi dây neo thép như sợi, cáp hoặc thanh không có gai được cung cấp dưới dạng có vỏ bọc và bôi mỡ, cần rửa sạch cẩn thận chiều dài dính bám một cách hiệu quả bằng chất tẩy rửa thích hợp. Trong trường hợp cáp, để thuận tiện cho việc làm sạch cần ruỗi thẳng các sợi, sau đó đặt lại đúng lớp của chúng. Cần thận trọng để tránh chất tẩy rửa chảy ngược vào trong chiều dài bảo vệ và làm giảm hiệu quả bảo vệ.

Các cơ cấu định tâm và cơ cấu đệm của dây neo nhiều sợi, bằng thép hoặc chất dẻo cần đặt cẩn thận sao cho các vị trí của chúng được giữ nguyên trong các thao tác vận chuyển và đưa vào lỗ sau này.

Trên suốt chiều dài dính bám, các dây neo kiểu thanh, dây neo nhiều sợi và mũ neo cần được đặt đúng tâm trong lỗ khoan để đảm bảo lớp vữa phủ tối thiểu cho dây hoặc mũ neo là 5mm giữa các vị trí của cơ cấu định tâm và 10mm tại các vị trí của cơ cấu định tâm.

4. Bơm vữa

Công tác vữa có các chức năng sau đây:

(a) Tạo ra bầu neo để tải trọng đặt vào có thể truyền từ dây neo đến đất bao quanh.

(b) Tăng thêm tính bảo vệ của dây neo chống ăn mòn.

(c) Gia cường đất ngay cạnh bầu neo nhằm tăng cường sức chịu tải neo.

(d) Bịt kín đất ngay cạnh bầu neo nhằm hạn chế mất vữa.

Sự cần thiết cho các chức năng (c) và (d) được nhấn mạnh trong khảo sát đất và là kết quả của việc phun vữa trước hoặc thử nước. Trong các hoàn cảnh như vậy có thể tạo ra sự cải thiện đất cục bộ bằng thao tác phun vữa trước hoặc phần giao nhau của kĩ thuật phun vữa neo một hay nhiều giai đoạn. Đối với các chức năng (c) và (d) chỉ liên quan đến lượng tiêu thụ vữa danh định. Nếu khối lượng vữa đã được phun vượt ba lần thể tích lỗ khoan tại áp lực không vượt quá áp lực chất bên trên thì việc lấp khoảng trống đã vượt ra ngoài thi công neo bình thường.

1) Vữa bơm phải dùng ximăng mác 325 trở lên, tỉ lệ nước - ximăng là 0,4 - 0,45, nếu dùng vữa ximăng cát thì tỉ lệ trộn là 1 : 1 đến 1 : 2, hạt cát không lớn hơn 2mm, vữa ximăng cát chỉ dùng để bơm vữa 1 lần. Cần trộn thử vữa để xác định thông số khống chế dùng trong kiểm tra chất lượng thi công. Cần thực hiện thử vữa (thành phần, trình tự, thiết bị) tương tự như làm neo thật.

2) Vữa ximăng hoặc vữa ximăng cát sau khi trộn xong thì dùng bơm vữa áp lực 0,1 - 12MPa và ống cao su chịu áp cao để bơm vữa vào trong lỗ khoan.

3) Khi thao tác ướt có ống lồng ngoài lưu lại trong lỗ, sau khi bơm vữa dùng máy nhổ ống để nhổ ống ngoài lên. Khi nhổ ống phải bảo đảm sao cho hướng rút đầu của

máy nhổ ống đồng tâm với ống lồng. Nếu không phù hợp được thì dùng gỗ kê phẳng đệm chặt ở phía trước của xilanh nén, làm cho xilanh nén kẹp chặt lấy đoạn dưới của ống lồng, sau khi kẹp chặt rồi mới từ từ vặn ren xoắn.

4) Nếu cần phải bơm vữa áp lực ở đoạn bầu neo thì lắp thêm mũ bơm vữa vào miệng ống lồng ngoài (cái nén chặt Packer) để bơm vữa, đoạn thứ nhất có thể 0,3 - 0,5MPa, sau đó tăng dần áp lực lên đến 2 - 3MPa.

5) Việc lắp đặt dây neo và phun vữa cần thực hiện trong cùng ngày với việc khoan phần chiều dài bầu neo. Sự chậm trễ giữa việc hoàn thành khoan và phun vữa có thể gây hậu quả nghiêm trọng làm đất bị hỏng, đặc biệt đối với đá mềm và vật liệu dính nứt nẻ quá bão hoà.

5. Kéo căng dự ứng lực

Phương pháp kéo, thứ tự căng kéo và trình tự cần chấp nhận cho từng thao tác căng kéo, phải được quy định trong giai đoạn lập kế hoạch của dự án. Thiết bị được dùng cần tuân theo một cách chặt chẽ các chỉ dẫn thao tác của nhà chế tạo.

Nói chung là dưỡng hộ thân neo đến khi đạt được 70% cường độ vữa ximăng là có thể kéo căng dự ứng lực.

1) Để tránh tổn thất dự ứng lực do kéo căng thanh neo liền kề, có thể dùng phương pháp "kéo nhẩy cóc", tức là cách 1 lại kéo 1.

2) Trước khi kéo chính thức, phải kéo trước 1 - 2 lần với 10% - 20% lực kéo thiết kế để làm cho các bộ phận tiếp xúc chặt chẽ với nhau, thân neo bám chặt vào đất, tạo ra lực cắt ban đầu.

3) Khi kéo chính thức phải chia thành từng cấp sau khi gia hết tải một cấp phải giữ tải trong 3 phút rồi ghi trị số dãn dài. Kéo đến tải trọng thiết kế thì giữ tải 10 phút, (không quá lực trục), khi không thấy có biến đổi gì thì khoá neo.

4) Dự ứng lực khi khoá neo lấy bằng 75% lực kéo trục thiết kế là vừa.

5) Việc căng kéo được yêu cầu để thực hiện hai chức năng sau đây, cần thiết kế thiết bị và trình tự một cách phù hợp:

(a) Để kéo dây neo và neo nó ở tải trọng an toàn.

(b) Để xác định chắc chắn và ghi lại ứng xử của neo để so sánh với ứng xử của các neo kiểm tra.

Một thao tác căng kéo nghĩa là hoạt động bao gồm gắn tổ hợp kích lên đầu neo, đặt tải hoặc dỡ tải neo bao gồm chất tải chu kì khi được quy định, sau đó là tháo dỡ toàn bộ tổ hợp kích khỏi đầu neo.

Căng kéo và ghi chép cần được thực hiện bởi người có kinh nghiệm dưới sự kiểm tra của giám sát viên được đào tạo phù hợp và mọi vấn đề phải tuân theo các chỉ dẫn kĩ thuật tương ứng. Bất cứ một biến động đáng kể nào trong quá trình này không có giá trị so sánh với các neo kiểm tra.

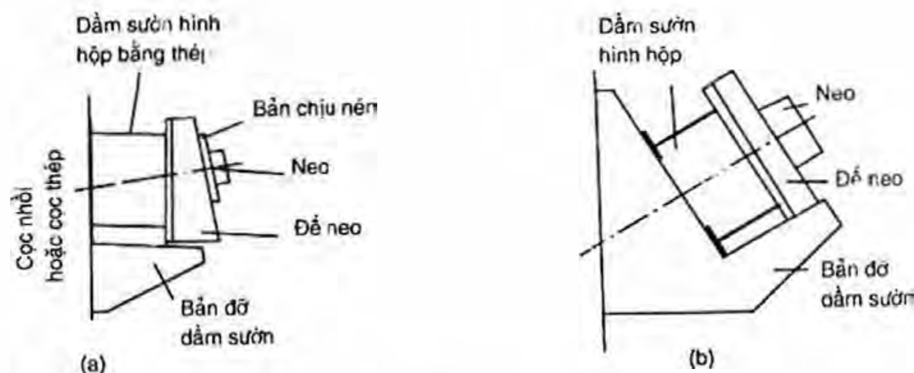
6. Thiết kế và lắp đặt dầm sườn

1. Thiết kế dầm sườn

Dầm sườn là kết cấu truyền lực để truyền lực kéo trục ở đầu neo vào cọc, chia thành lực ngang và lực đứng. Khi thiết kế dầm sườn phải nghiên cứu kĩ đặc điểm kết cấu chắn giữ, vật liệu, góc nghiêng của thanh neo, phản lực thẳng đứng của thanh neo và hình thức kết cấu.

Một loại là phản lực thẳng đứng tương đối nhỏ thì dùng thép chữ I tổ hợp thành dầm hình hộp, như hình 7-43a, dầm thẳng tổ hợp hình hộp thông qua bản đỡ của dầm sườn để chịu phản lực thẳng đứng, chế tạo giản đơn, tháo lắp thuận tiện

Một loại nữa góc nghiêng lớn phản lực thẳng đứng cũng lớn. dầm sườn phải chịu mômen phức hợp tương đối lớn, dùng kiểu dầm thẳng thì không chịu được, do đó phải thiết kế loại bản đỡ dị hình, đặc điểm của nó là một dầm nghiêng tổ hợp bằng thép chữ I, chịu lực nén trục, phát huy hết đặc điểm của dầm tổ hợp thép chữ I, như hình 7.43b. Phản lực thẳng đứng do bản thép dị hình chịu, kết cấu chịu lực hợp lí, tiết kiệm thép, gia công giản tiện, ở đây bỏ qua phần tính toán dầm sườn.



Hình 7.43: *Dầm sườn*

a) Dầm sườn thẳng, b) Dầm sườn nghiêng.

2. Gia công và lắp đặt dầm sườn

Gia công lắp đặt dầm sườn phải bảo đảm sao cho mặt chịu lực của bản đỡ ở trên một đường thẳng, như vậy mới có thể làm cho dầm chịu lực đồng đều. Trong quá trình thi công cọc chắn giữ, các cọc bị chênh lệch lớn, không thể nào có thể ở trên cùng một mặt phẳng được, có khi chênh lệch khá lớn nên khi lắp dầm sườn phải điều chỉnh lại. Cách điều chỉnh là: Đo lấy chênh lệch của cọc ở hiện trường, điều chỉnh ngay khi gia công bản đỡ dị hình, làm cho mặt chịu nén của dầm sườn trên cùng một mặt phẳng. Đối với điểm neo cũng đo thực tế độ cao như vậy, tìm ra trị số chênh lệch lớn nhất và trị số bình quân rồi điều chỉnh bằng cự li giữa hai thép chữ I của dầm sườn.

Lắp dầm sườn có thể lắp trực tiếp hoặc lắp ghép trước rồi mới cẩu lên lắp cả cụm.

Cách lắp trực tiếp: Đặt thép chữ I lên cọc chắn đất theo yêu cầu thiết kế, dùng gỗ kê cho phẳng, sau đó hàn bản ghép thành dầm hộp, đặc điểm là lắp ghép đơn giản thuận tiện, nhưng bản ghép hàn sau không thể hàn suốt mạch đứng được, khó bảo đảm chất lượng.

Cách cẩu cả cụm sau khi đã ghép thành dầm: Ghép và hàn dầm sườn thành từng đoạn ngay trên mặt hố móng ở hiện trường rồi vận chuyển tới vị trí và cẩu lên lắp cả cụm, phương pháp này phải đo kĩ trước độ dài và phải có thiết bị cẩu, khi lắp phải có nhiều người nhưng chất lượng bảo đảm hơn. Có thể đồng thời thi công ngay trên mặt hố móng, làm việc dây chuyền song song với thi công thanh neo, rút ngắn được thời hạn thi công.

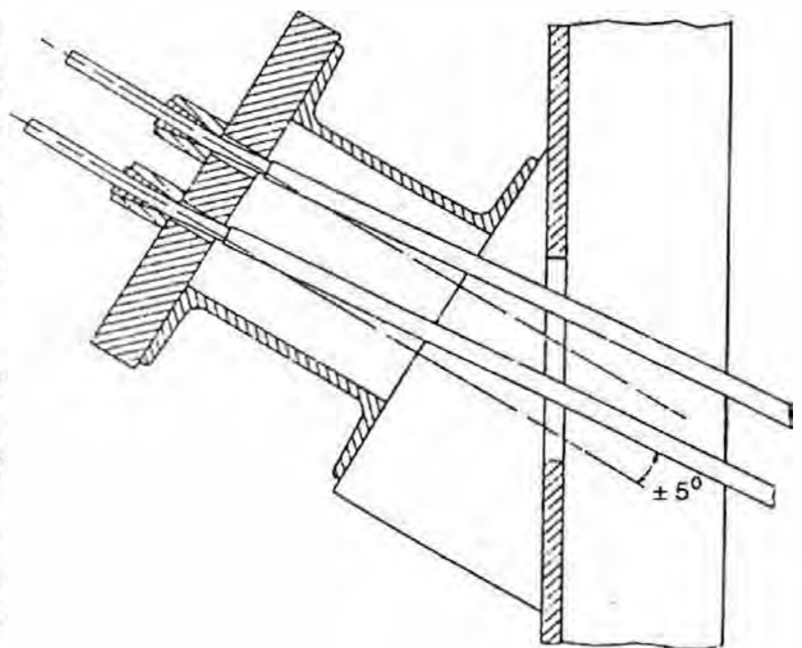
7. Đầu neo

Đầu neo thường bao gồm một đầu căng kéo trong đó dây neo được neo lại và một bản đỡ, qua đó lực dây neo được truyền vào kết cấu hoặc hố đào. Đầu căng kéo và bản đỡ cần được thiết kế để giữ được tải trọng thử của neo theo cả 2 trạng thái giới hạn và khai thác.

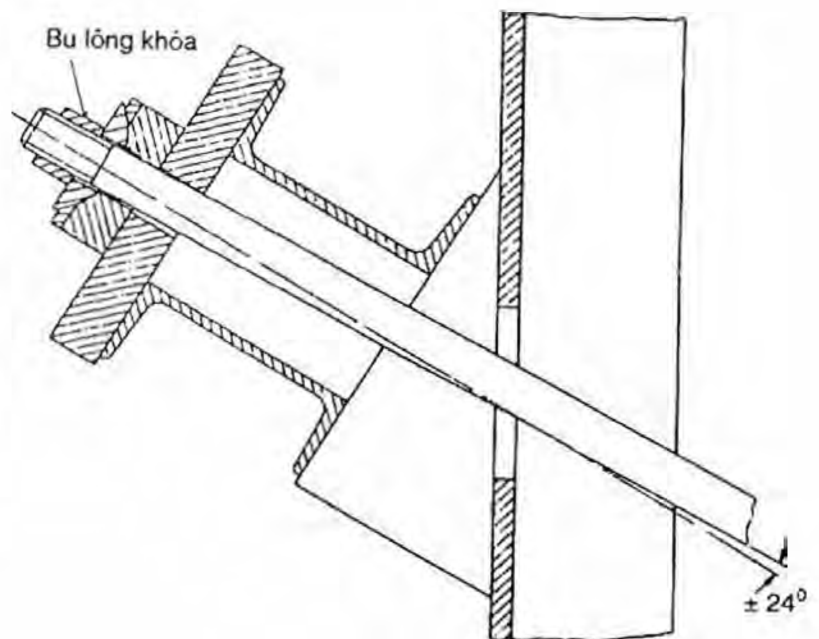
Bản đỡ có thể làm bằng thép hoặc dầm bêtông.

1. Đầu neo căng kéo và bản đỡ

Đầu neo căng kéo và bản đỡ cần được tổ hợp đúng tâm với dây neo trong vòng sai số ± 10mm và cần không lệch hơn 5^0 so với trục dây neo (hình 7.44).



(a) Dây neo



(b) Dây neo thanh

Hình 7.44: Các sai số góc giới hạn của đầu neo

Khi thấy cần hạn chế ứng suất thứ cấp trong dây neo hoặc để cải thiện việc căng kéo, thì cần lắp ở đầu neo đệm cầu hoặc các bản khuyên hình nêm.

Tổ hợp đầu neo phải tránh gập hoặc xoắn đột ngột dây neo và cần cẩn thận để đảm bảo các ống phun vữa và thoát khí không bị bẹp hoặc hư hỏng.

Các phương pháp được dùng để gắn hoặc đổ bêtông cho bản đỡ cần đảm bảo tiếp xúc khít trên toàn bộ diện tích của bản.

Khi bản đỡ được hàn vào một kết cấu thép, không cho phép nhiệt độ hoặc xỉ hàn tiếp xúc với vật liệu dây neo.

2. Công tác vữa đầu neo

Trong điều kiện đất khi hiện tượng dão hoặc chùng của bầu neo có thể tiếp tục sau khi phun vữa cho chiều dài tự do của dây neo, thì việc phun vữa cần ngừng bên dưới đầu neo và khi thấy cần bảo vệ, khoảng trống ở vùng đầu neo phải lấp đầy bằng các vật liệu chống ăn mòn mềm, ví dụ bitum không có sulphide hoặc hỗn hợp gốc hắc ín. Nó cho phép các chuyển dịch trong tương lai không gây các ứng suất nén vượt quá trong cột vữa của chiều dài tự do.

3. Cắt dây neo

Cắt dây neo sau khi phun vữa cuối cùng hoặc thí nghiệm đạt yêu cầu cần ưu tiên không dùng nhiệt, ví dụ bằng cưa đĩa. Khi dùng đèn cắt, chỗ cắt không được gần bề mặt nêm giữ hoặc bulông nhỏ hơn hai lần đường kính đơn vị dây neo và cần thực hiện sao cho việc truyền nhiệt trong dây neo là tối thiểu. Đối với máy cưa đĩa, khoảng cách tối thiểu cần bằng một lần đường kính đơn vị dây neo.

4. Bảo vệ đầu neo chống hư hỏng cơ học

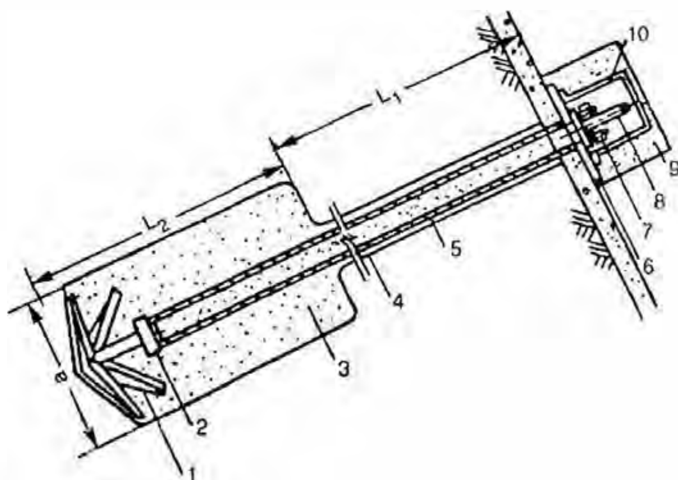
Các dây neo nhô ra, dù đã căng hay không, cần được bảo vệ chống lại các hư hỏng do sự cố. Nếu các bộ phận của dây neo đơn bị hư hỏng cơ học, ví dụ xoắn vặn cáp, thì các bộ phận đó không được kể đến khi đánh giá sức chịu tải neo an toàn. Các dây neo đã căng mà không được phun vữa hoàn toàn cần có các lớp vỏ bảo vệ vì có thể xẩy ra rủi ro khi neo phá hoại.

7.9. SỰ PHÁT TRIỂN CỦA KĨ THUẬT THANH NEO

7.9.1. Thanh neo mở rộng lỗ bằng máy

Thanh neo trong đất mở rộng lỗ Bảo Trạng PCBA là phát kiến của học giả Đài Loan Lô Tích Hoán đã có khá nhiều công trình sử dụng, và tích luỹ được nhiều kinh nghiệm. Cấu tạo loại neo này như hình 7.45. Đặc điểm của việc mở lỗ là:

1. Lắp ráp: Thân của thanh neo dự ứng lực quay mở rộng lỗ PCBA gồm các việc như lắp ráp cánh lá mở lỗ, quay đầu neo biến đổi, dây thép xoắn dự ứng lực, xử lí chống thấm ở chỗ tiếp xúc của dây thép xoắn với đầu biến đổi. Cấu tạo neo trong đất đầu mở rộng như hình 7.45.



Hình 7.45: Cấu tạo neo trong đất có đầu mở rộng PCBA Đài Loan
1. Cánh lá mở lỗ; 2. Đầu quay biến đổi; 3. Thân bằng ximăng cát; 4. Ống PE; 5. Dây thép xoắn (ϕ12,7). 6. Bản chịu nén; 7. Khoá neo; 8. Tay điều chỉnh dự ứng lực; 9. Vữa ximăng bịt đầu; 10. Mũ bảo vệ bằng nhựa. L_1 - Đoạn tự do; L_2 - Độ dài mở lỗ; D - Đường kính.

2. Thả thanh neo dự ứng lực có mang theo bộ phận quay mở rộng lỗ PCBA vào lỗ khoan đến một độ sâu dự định.

3. Máy khoan áp lực dẫn làm quay cần khoan, khi mở lỗ thì lá cánh mở ra quay lên quay xuống gọt vào nham thạch sỏi, mảnh vỡ vụn theo nước đẩy ra ngoài, một phần cặn lắng lưu lại ở đáy lỗ, chờ khi bơm vữa vào sẽ trộn lẫn với vữa.

4. Bơm vữa ximăng, khi cần thì cho thêm cát, vừa bơm vữa, vừa quay cánh lá, làm cho cặn lắng trong lỗ trộn lẫn với ximăng, bơm bằng áp lực thấp cho đến khi đầy tràn lỗ thì thôi, dừng 20 phút lại bơm tiếp.

5. Thu cần khoan về, đầu khoan mở lỗ thì lưu lại ở đáy lỗ để làm vật neo giữ của neo đất đầu mở rộng.

7.9.2. Kĩ thuật thanh neo có thể thu lại dây thép xoắn dự ứng lực

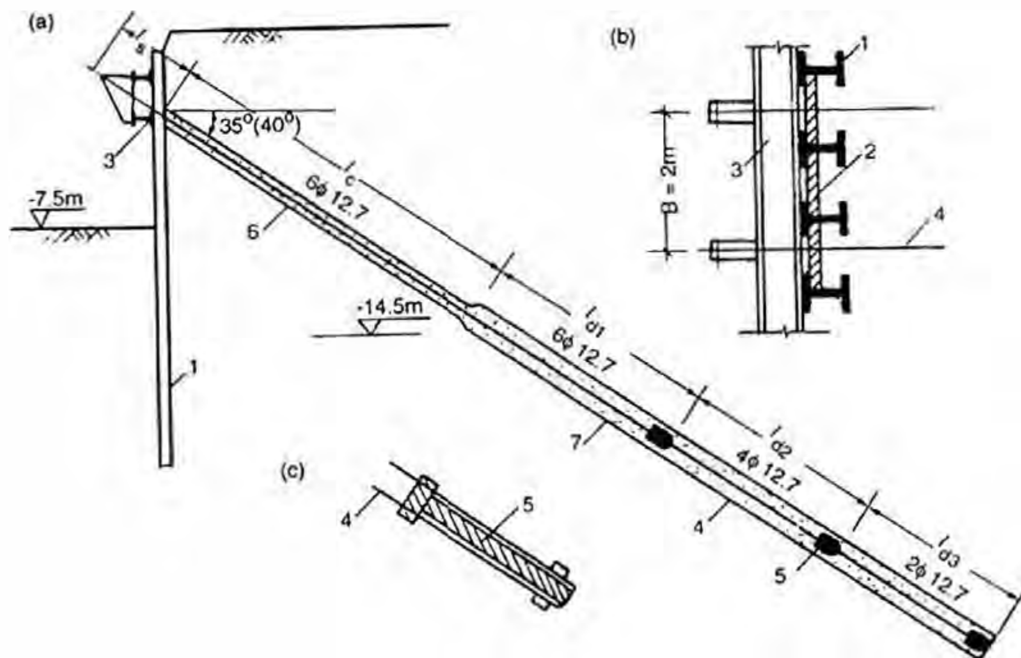
Nhà khách 48 tầng tại công trình Bắc Quán ở Trung tâm triển lãm Thượng Hải, cao 167m, hố móng sâu 7,5m, thi công bằng thép chữ H và 1 tầng neo đất. Chuyển giao phương pháp dây thép xoắn dự ứng lực không dính kết có thể rút ra được của Nhật Bản (hình 7.46).

1. Cấu tạo thanh neo

Thanh neo do đầu neo, đoạn tự do và bầu neo tạo thành. Đầu dưới của dây thép xoắn không dính kết được cố định bằng bộ phận hình chữ U, tức là cùng một thanh dây thép xoắn luồn qua đầu dưới rồi vòng lại đầu trên để sử dụng như là 2 thanh dây thép. Thanh neo của công trình này dùng 6 sợi dây thép xoắn thì phải có 3 cái hình chữ U (bản trở lực), từng cái đặt theo một cự li nhất định. Sau khi kéo căng đầu trên của dây thép xoắn thì dùng miếng kẹp hoặc tổ hợp neo để cố định lại, thanh neo đặt gián cách theo góc 35^o và 40^o. Đường kính thanh neo 135mm, tức là đường kính ngoài của ống lồng ngoài.

2. Bơm vữa và luồn bó dây thép

Dây thép xoắn được chế tạo sẵn thành sợi không dính kết (bôi mỡ và bọc nhựa), cung cấp đến công trường thành từng cuộn, tại công trường sau khi cắt thành đoạn đầu dưới buộc lại thành bó theo hình chữ U. Bơm bằng vữa ximăng mác 525, tỉ lệ nước ximăng 0,45. Ống bơm vữa dùng loại ống nhựa chịu áp ϕ20, cắm vào trong ống lồng để bơm vữa, sau khi bơm vữa vào lỗ thì luồn bó dây thép xoắn vào.



Hình 7.46: Thanh neo dự ứng lực không dính kết ở công trình Bắc Quân Trung tâm triển lãm Thượng Hải
a) Mặt đứng; b) Mặt bằng; c) Bộ phận đều hình U.
1. Cọc thép chữ H; 2. Bản chắn bằng gỗ; 3. Vòng quây thép;
4. Bó dây thép xoắn; 5. Bộ phận hình U; 6. Vữa ximăng; 7. Vữa bơm.

3. Nhổ ống và ép vữa

Dùng máy nhổ ống áp lực nhổ dần ống lồng ngoài, lần thứ nhất nhổ 5 đoạn ống, lắp mũ bơm vữa vào đầu ống, tăng áp lần thứ nhất 2 N/mm^2, lần thứ hai nhổ 7 - 8 đoạn ống, lại tăng áp lực bơm vữa, cho đến khi toàn bộ đầu neo giữ được ép vữa mới thôi.

4. Kéo căng

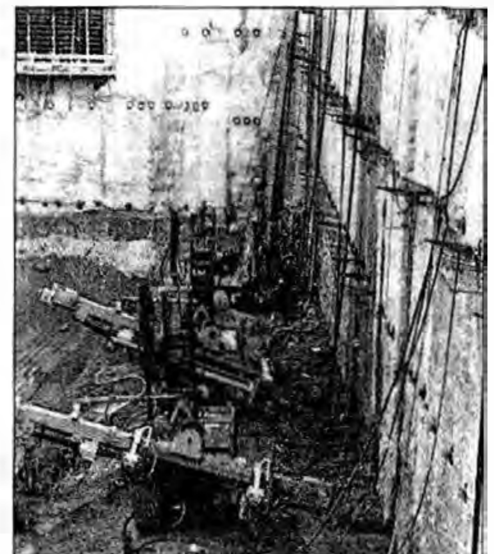
Do bó dây cáp ở trong lỗ dài ngắn không thống nhất, nếu kéo căng theo quy định thông thường thì sẽ gây ra chịu lực không đều, qua nghiên cứu đã áp dụng phương pháp:

Đầu tiên kéo căng 2 thanh dài nhất tới một mức độ nhất định (qua tính toán), sau đó kéo thêm 2 thanh ở giữa đến một mức độ nhất định (cộng là 4 thanh). Sau đó 6 thanh dây thép xoắn cùng kéo căng đến trị số lực kéo dự định.

Thao tác vừa nêu chủ yếu nhằm làm cho độ dãn dài của 3 tổ dây thép khi đạt được đồng bộ thì mới cùng keo đến lực kéo thiết kế.

5. Rút để thu lại dây thép xoắn

Sau khi buông neo dự ứng lực là có thể rút dây théo xoắn ra, do có bôi mỡ và đặt trong ống nhựa, thông qua cái chữ U, nên có thể rút được dây thép ra, sau đó dùng lại, nên sẽ hạ thấp chi phí.



Tường và neo trong đất

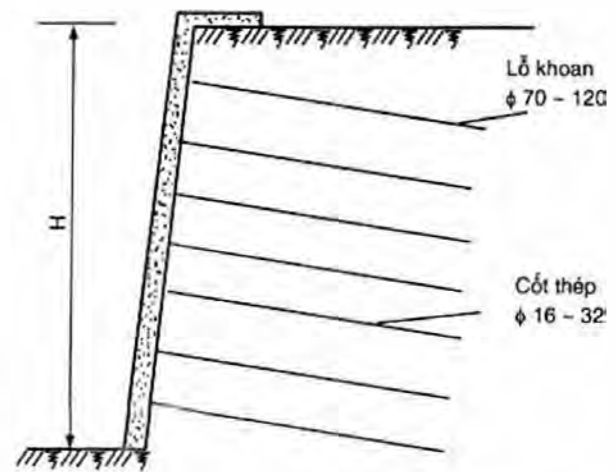
Chương 8
ĐINH ĐẤT CHẮN GIỮ HỐ MÓNG

Khi đào hố móng sâu theo từng lớp, người ta cũng phân lớp dùng đinh đất (cốt thép) đóng thành hàng (trên - dưới, trái - phải) tương đối mau vào trong đất ở thành hố móng, làm cho vách đất chịu lực rắn lại, đồng thời đặt lưới cốt thép trên mặt đinh đất, sau đó phun bêtông theo từng lớp, gọi là chắn giữ bằng đinh đất, hay gọi là chắn giữ bằng neo phun, bằng tường đinh đất, tiếng Anh là Soil Nailing.

8.1. GIỚI THIỆU SƠ LƯỢC

8.1.1. Khái niệm đinh đất

Trên mặt bờ thành hố móng, dùng máy khoan tạo thành lỗ, đặt cốt thép vào trong lỗ, bơm vữa, dựng lưới cốt thép trên mặt, phun bêtông C20 dày 80 - 200mm, làm cho vách đất, cốt thép và bản bêtông phun kết hợp thành đinh đất chắn giữ hố móng sâu như hình 8.1. Thành hố móng có thể đứng thẳng 90^o hoặc dốc khoảng 80^o. Độ dài đinh đất xác định theo thiết kế.



Hình 8.1: Mặt cắt phun bêtông đinh đất

8.1.2. Sự phát triển của đinh đất

Những năm 70, Đức, Pháp, Mỹ đều đã nghiên cứu và ứng dụng đinh đất. Ở Đức đinh đất phát triển lên từ tường chắn đất và thanh neo, ở Pháp phát triển lên từ nguyên lí phương pháp Áo mới (NATM-New Austrian Tunnelling Method). Phương pháp Áo mới tức là phương pháp kết hợp bêtông phun với thanh neo liên kết suốt chiều dài trong thi công đường hầm ở Áo, đã tạo ra một kiểu chống giữ ổn định hữu hiệu cho việc đào đường hầm trong đá. Năm 1972 nhà thầu Pacos của Pháp đã dùng nguyên lí của phương pháp Áo mới vừa nêu vào việc chống giữ tạm thời cho các bờ thành bằng đất và bằng đá mềm, đồng thời đã ứng dụng thành công vào thực tế công trình. Kĩ thuật đinh đất cũng đồng thời được phát triển ở Đức và ở Mỹ. Đến nay phương pháp này đã được ứng dụng rộng rãi ở Đức, Pháp, Mỹ, Anh và Nhật. Những nghiên cứu thực nghiệm khoa học kĩ thuật mới cần thiết phải có sự chi viện mạnh mẽ của Nhà nước thì mới có thể phát triển mạnh lên được. Ví dụ, năm 1985 Chính phủ Pháp đã chi cấp 1 lần 3,5 triệu USD để làm thử nghiệm mô hình có kích thước lớn như thực tường đinh neo đất. Trong hội nghị khoa học quốc tế về kết cấu chắn đất ở Mỹ năm 1990, đinh đất đã được coi là một chuyên đề riêng song song với tường chắn có thanh neo, làm cho đinh đất đã trở thành một phân nhánh khoa học độc lập.

Ở Trung Quốc, cuối những năm 80, Đại học Công nghiệp Bắc Kinh và Tổng công ty Xây dựng nông thôn Bắc Kinh đã làm thực nghiệm phá huỷ bờ thành dốc có gia cường bằng cài thanh cốt thép và bờ đất thường dưới tác động của tải trọng. Kĩ thuật cài đinh gia cường cũng tương tự như kĩ thuật đinh đất phun bêtông, chỉ khác ở chỗ cốt thép cài gia cường có bản neo cố định, trải lưới cốt thép trên mặt bờ dốc rồi trát vữa ximăng cát, còn đinh đất thì phun bêtông lên lưới cốt thép.

Thử nghiệm này đã chỉ rõ mấy điều sau đây:

1. Thân neo cài đinh cùng với vách đất ở bờ hố móng hình thành thể phức hợp thân neo cài đinh giữ vai trò khung xương, bù lại cho cường độ chịu kéo rất thấp của vách đất, phát huy tác dụng chung, nâng cao rõ rệt khả năng chịu lực và tính ổn định của bờ hố móng.

2. Tác dụng gò chặt, tác dụng phân chia ứng suất, tác dụng truyền dẫn và khuếch tán ứng suất của thân neo cài cốt (cài đinh) đối với vách đất làm tăng cường tính chống dãn biến dạng của đất, sau khi tải trọng đạt tới một mức độ nhất định, tốc độ biến dạng của bờ thành tăng lên, còn vách đất vẫn duy trì tính chỉnh thể khá tốt, không hình thành một trượt nứt rõ rệt.

3. Thực nghiệm chứng minh, trong giai đoạn bờ hố móng bị phá huỷ ta thấy vách hố có dùng neo cài cốt gần thẳng đứng, sự phá huỷ xảy ra từ nứt tiệm tiến tới phát triển khe nứt tổng thể, cục bộ chân dốc bị phá huỷ sụt nứt, nhưng vẫn bảo đảm tính chỉnh thể; còn vách đất không có neo cài cốt, khi tải trọng tới một mức độ nào đó, mặt đất xuất hiện rạn nứt hình ô lưới, sụt lún tăng lên mãnh liệt, bờ thành đột nhiên sụp đổ. Vậy vách đất có cài cốt đã làm tăng thêm tính an toàn khi ở giai đoạn phá huỷ của bờ hố móng.

Với các kết quả thử nghiệm nói trên, đầu những năm 90 đã làm thí điểm chắn giữ hố móng sâu ở Nhà văn phong của Ủy ban thể thao Nhà nước ở Bắc Kinh, lầu 11 ở Phương Trang, nhà đầu mối bưu điện..., nhưng hố móng mới chỉ sâu có 10m. Hiện nay chắn giữ bằng đinh đất trên mặt phun bêtông và bơm vữa tăng cao cường độ chịu cắt, đã làm ở những hố móng sâu từ 13 - 18m.

8.1.3. Đặc điểm và phạm vi ứng dụng của đinh đất

1) Đinh đất cùng với vách đất hình thành một thể phức hợp, nâng cao tính ổn định tổng thể và khả năng chịu tải ở trên bờ thành của mái dốc, tăng cường tính dãn phá huỷ của khối đất, cải thiện tính chất sụt lở đột ngột của bờ thành, có lợi cho an toàn thi công.

2) Chuyển dịch của thân tường đinh đất ít, thường đo được chỉ khoảng 20mm, ít ảnh hưởng đến các công trình ở xung quanh.

3) Thiết bị giản đơn, dễ mở rộng sử dụng, do đinh đất có chiều dài ngắn hơn nhiều so với thanh neo trong đất nên dễ khoan lỗ, dễ bơm vữa, thiết bị bơm bêtông... đơn vị thi công cũng dễ tìm kiếm.

4) Nếu có thể phối hợp tốt với việc đào đất, tổ chức làm việc dây chuyền song song thì có thể rút ngắn thời hạn thi công, tiếng ồn nhỏ.

5) Hiệu quả kinh tế tốt, thường là giá thành thấp hơn chắn giữ bằng cọc nhồi.

6) Do thi công theo từng phân lớp phân đoạn, dễ sinh ra tính không ổn định của giai đoạn thi công, do đó, nhất thiết phải tổ chức việc quan trắc chuyển dịch của thân tường đinh đất ngay khi bắt đầu thi công để có thể kịp thời áp dụng những biện pháp cần thiết.

7) Thích hợp trong lớp đất lấp tạp bên trên mực nước ngầm hoặc sau khi đã hạ mức nước ngầm, lớp đất sét phổ thông hoặc đất cát không rời rạc. Thông thường nhận thấy là có thể dùng trong loại đất cát có trị N bằng 5 trở lên và đất tính sét có trị N bằng 3 trở lên.

8.1.4. Tình hình ứng dụng trong các công trình thực tế ở Trung Quốc

Những năm đầu 90, Bắc Kinh đã ứng dụng kĩ thuật cài cốt tăng cường trong các công trình hố móng sâu khoảng 10m trở xuống. Sau đó, kĩ thuật đinh đất phun bêtông được ứng dụng ở Đại lầu Toàn An Thâm Quyến, hố sâu 8m, Đại lầu Dân hàng Thâm Quyến hố sâu 9,5 - 10m. Mấy năm gần đây tốc độ phát triển khá nhanh, đã làm những hố móng sâu trên 10m, sâu nhất là công trình 056 ở Quảng Châu sâu 18m.

Bảng 8.1 dưới đây sẽ thống kê 23 công trình hố móng sâu 10m trở lên đã thi công trong mấy năm gần đây ở Bắc kinh, Quảng Châu, Thâm Quyến... để tham khảo.

Bảng 8.1. Ví dụ về chắn giữ hố móng sâu bằng đinh đất trong các công trình ở Trung Quốc

Thứ tự	Tên công trình	Độ sâu (m)	Ghi chú
1	2	3	4
1	Hố móng đại lầu tập đoàn Vật liệu quảng trường Văn Cẩm Thâm Quyến	13,0	Thẳng đứng, cát chảy, bùn
2	Hố móng đại lầu Ngân hàng Phát triển Thâm Quyến	14,4	Cơ bản thẳng đứng, sét bùn bão hoà nước
3	Hố móng đại lầu Tân Thế giới Thâm Quyến	12,5	Cứu nguy, cơ bản thẳng đứng
4	Hố móng đại lầu trung tâm Kim Huy Thâm Quyến	12,5	Thẳng đứng, bùn, cát chảy
5	Hố móng đại lầu Địa Vương Thâm Quyến	14,8	Kết hợp giữa neo cọc và neo phun
6	Hố móng quảng trường Bách hoá Thâm Quyến	14,8	Cơ bản thẳng đứng
7	Hố móng đại lầu Kim Điền Thâm Quyến	14,0	Cơ bản thẳng đứng

Bảng 8.1. (tiếp theo)

1	2	3	4
8	Hố móng đại lầu Thương nghiệp Lệ Loan Quảng Châu	13,5	Thẳng đứng
9	Hố móng nhà ở thương phẩm cao tầng Đại Đạo Quảng Châu	13,0	Cơ bản thẳng đứng, tầng đất sét
10	Hố móng khách sạn quốc tế Phong Vĩ Quảng Châu	12,0	Cơ bản thẳng đứng
11	Hố móng trụ sở Công An tỉnh Quảng Đông	13,0	Cơ bản thẳng đứng, đất sét bột
12	Công trình 065 Quảng Châu	18,0	Sau khi neo cọc xẩy ra sự cố thì đổi dùng đinh neo phun bêtông
13	Ga tầu điện ngầm Tây Khánh Bắc Kinh	16	Cơ bản thẳng đứng lấp bằng sỏi cát đá
14	Hố móng Trung tâm Thương nghiệp Trang Thắng Bắc Kinh	14,3	Cơ bản thẳng đứng, tầng cát mịn bột
15	Hố móng đại lầu Yến Kinh Bắc Kinh	15,3	Cơ bản thẳng đứng, đất sét bột
16	Hố móng nhà Địa tổng hợp số 6 An Ngoại Bắc Kinh	16,95	Cơ bản thẳng đứng, tầng đất bột cát mịn
17	Hố móng đại lầu Kim Vận Bắc Kinh	12,0	Cơ bản thẳng đứng, tầng đất bột
18	Hố móng đại lầu Trường Tân Bắc Kinh	12,5	Cơ bản thẳng đứng, tầng đất bột
19	Hố móng nhà số 2 Ga Tây Khánh Bắc Kinh	13,0	Cơ bản thẳng đứng, tầng cát bột
20	Hố móng nhà 02, 03 Trung tâm khoa mậu Hàng Hoa Bắc Kinh	11,0	Cơ bản thẳng đứng, đất bột tầng cát mịn
21	Hố móng nhà Tổng hợp Tân Á Bắc Kinh	15	Thẳng đứng, đất bột, tầng cát mịn, lợi dụng tường neo phun làm cốppha tường ngoài
22	Hố móng đại lầu Mỏ Công chúa Bắc Kinh	16,5	Cơ bản thẳng đứng, đất cát bột, cát sỏi
23	Hố móng đại lầu Bách Thịnh Bắc Kinh	17,0	Cơ bản thẳng đứng, đất bột

8.2. NGUYÊN LÍ CƠ BẢN CỦA CHẮN GIỮ BẰNG ĐINH ĐẤT

8.2.1. Nguyên lí ứng dụng đinh đất

Cường độ chống cắt của đất rất thấp, hầu như không có cường độ chịu kéo, đặt một số đinh neo có chiều dài nhất định và phân bố dày vào trong khối đất, cùng làm việc

với vách đất, hình thành một thể phức hợp có thể bù đắp được sự thiếu hụt về cường độ của đất đồng thời phát huy tác dụng của đinh neo. Sử dụng đinh đất vào bờ thành để đào hố móng, hình thành thân tường phức hợp, không những nâng cao được độ cứng tổng thể của khối đất, bù đắp sự thiếu hụt về chịu kéo, chịu cắt của đất, thông qua tác động qua lại, tiềm lực cường độ kết cấu tự thân của khối đất được phát huy mạnh mẽ, thay đổi trạng thái biến dạng và phá huỷ của bờ thành, nâng cao rõ rệt tính ổn định tổng thể.

Thực nghiệm chứng minh: So sánh giữa thân tường đinh đất với thân tường đất thường, theo thực nghiệm của Đại học Bắc Kinh thì về khả năng chịu lực được nâng cao lên gấp 2 - 3 lần, quan trọng hơn nữa là trong khi bờ thành đất thường trên mặt xuất hiện khe nứt ô lưới, sụt lún tăng lên mãnh liệt làm cho bờ thành sụp đổ đột ngột thì ở thân tường phức hợp đinh đất ta thấy kéo dài giai đoạn biến dạng dẻo, biến dạng và nứt có tính tiệm tiến rõ rệt, mở rộng dần khe nứt cho đến khi mất khả năng chịu lực, nhưng không xảy ra sụp đổ toàn bộ.

Thân tường phức hợp đinh đất xảy ra hiện tượng này là do tác động qua lại giữa đinh đất với khối đất, loại tác dụng này một mặt thể hiện mức độ phát huy lực cản giữa đinh đất với bề mặt của đất, mặt khác do sự chênh lệch rất lớn về cường độ giữa đinh neo với đất, cho nên khi tường phức hợp ở giai đoạn dẻo thì tác dụng tự thân của đinh đất tăng lên rất mạnh, từ đó cải thiện được biến dạng dẻo và tình trạng phá huỷ của thể phức hợp đinh đất và đất.

8.2.2. Nguyên lí tác dụng của đinh đất

1. Đinh đất có tác dụng là bộ khung xương gò chặt lấy thể phức hợp

Do độ cứng và cường độ bản thân của đinh đất, trong không gian mà đinh đất phân bố, trong khối đất đã hình thành một bộ khung xương của thể phức hợp, làm cho thể phức hợp thành ra một tổng thể, khung xương ấy có tác dụng gò chặt sự biến dạng của khối đất.

2. Đinh đất có tác dụng phân chia gánh nặng trong thể phức hợp

Trong thể phức hợp, đinh đất và khối đất cùng nhau gánh chịu ứng suất ngoài và trọng lượng bản thân, đinh đất có tác dụng phân chia gánh nặng. Do đinh đất có cường độ chịu kéo, chịu cắt rất cao và có độ cứng chịu uốn nên khối đất không thể nào sánh kịp, do đó, sau khi khối đất ở trạng thái dẻo thì ứng suất chuyển dần sang cho đinh đất, khi khối đất rạn nứt thì sự phân chia gánh nặng này càng thể hiện rõ, lúc này, trong đinh đất xuất hiện ứng suất phức hợp uốn cắt, kéo cắt v.v... từ đó dẫn đến trong thân neo bị vỡ nứt và bị rão, cốt thép bị chảy. Sở dĩ thể phức hợp có thể kéo dài biến dạng dẻo, rạn nứt tiệm tiến là vì có liên quan mật thiết với tác dụng phân chia gánh nặng của đinh neo.

Tỉ lệ phân chia gánh nặng quyết định bởi:

1) Tỉ số giữa độ cứng của đinh đất với khối đất;

2) Vị trí không gian được bố trí của đinh đất;

3) Mức độ chịu ứng suất của khối đất phức hợp.

3. Đinh đất có tác dụng truyền và khuếch tán ứng suất

Thực nghiệm của Đại học Công nghiệp Bắc Kinh cho thấy: Khi tải trọng tăng đến một mức độ nào đó, khe nứt trên bề mặt vách hố móng và ở bên trong khối đất đã phát triển tới một độ rộng nhất định, khi đó ứng suất ở chân vách hố là lớn nhất, lúc này chân đinh nằm trong vùng đất ổn định (ngoài vùng trượt) vẫn có thể còn chịu một lực chịu kéo khá lớn. Thân neo thông qua tác dụng truyền dẫn ứng suất của mình đã truyền dẫn một phần ứng suất từ vùng trượt vào trong khối đất ổn định ở phía sau, đồng thời phân tán ra trong một phạm vi đất nền lớn hơn, hạ thấp mức độ tập trung ứng suất.

4. Tác dụng gò chặt biến dạng ở mặt vách hố móng

Trên vách hố có đặt lưới cốt thép liên kết với đinh đất rồi phun bêtông làm thành một bản mặt, đây là bộ phận quan trọng để phát huy tác dụng của đinh đất. Bản mặt bằng bêtông phun có tác dụng gò chặt biến dạng của mặt vách, lực gò chặt này quyết định bởi ma sát giữa bề mặt đinh đất với đất, khi vùng mặt trượt của khối đất phức hợp mở rộng ra và liền thành mảng thì lực chống ma sát chủ yếu đến từ khối đất phức hợp ổn định ở phía sau của vùng trượt.

8.2.3. Kết quả thử nghiệm của nước ngoài

Năm 1986 Chính phủ Pháp đã cho tiến hành một cuộc thử nghiệm mô hình lớn, thông qua thử nghiệm này và các tài liệu thử nghiệm đã có cho phép rút ra một số nhận xét sau:

1. Biến dạng của tường đinh đất nói chung là rất nhỏ, biến dạng lớn nhất xảy ra ở phần đỉnh, càng lùi xuống càng nhỏ. Biến dạng lớn nhất so với độ sâu đào đất thường là 0,001 - 0,0036, so với tường chắn có dùng neo đất thì chuyển vị ngang lớn hơn một chút, trị số của loại chuyển dịch này nằm trong phạm vi giới hạn của tính thích dụng và tính bền lâu. Biến dạng ngang trong thân tường nhỏ dần theo khoảng cách tới mặt tường.

2. Phân bố nội lực của đinh đất thường là không đồng đều, ở chỗ gần mặt phá nứt đạt trị số lớn nhất, sang hai đầu thì nhỏ dần đi, thân đất phải có chuyển dịch vi nhỏ thì mới có thể làm cho đinh đất chịu lực, ở gần giáp mặt phun bêtông thì đinh đất chịu lực không lớn, điều đó chứng tỏ là đại bộ phận lực của đinh đất phải chịu đã truyền vào trong khối đất. Vị trí của đinh đất càng lui xuống dưới thì điểm chịu lực lớn nhất càng chuyển về chỗ bản mặt.

3. Trong thân tường mà đinh đất gia cố dày đặc thì nó chịu lực giống như tường chắn đất trọng lực, khi bị phá huỷ ta thấy vai trò của chuyển dịch ngang hoặc chuyển động

quay khá rõ rệt. Bởi vậy khi thiết kế, ngoài việc kiểm tra ổn định nội bộ đinh đất (phá huỷ theo mặt trượt trong vùng đinh đất như bảo đảm đủ độ dài neo giữ nhất định và bố trí hợp lí về cự li) ta còn phải kiểm tra ổn định từ bên ngoài (an toàn tổng thể), tức là phải kiểm tra độ an toàn chống trượt và chống lật của thân tường đinh đất.

4. Theo kết quả của thử nghiệm tỉ lệ lớn, trước khi đinh đất bị phá huỷ tổng thể, chưa bao giờ phát hiện thấy có hiện tượng phá huỷ ở mặt bản phun bêtông và ở đầu neo. Trong công trình thực tế cũng chưa bao giờ thấy bị phá huỷ ở đầu neo.

5. Phân bố áp lực đất ở phía sau thân tường phức hợp gần với hình tam giác, ở góc áp lực đất có giảm đi, hợp lực của nó ước bằng 70% áp lực đất tính theo Coulomb. Nguyên nhân giảm áp lực đất này có thể là do đinh đất đã liên kết đất lại thành một mặt hoàn chỉnh, qua nhiều lần quan sát và đo thử, thấy là ít nhất trị số áp lực đất cũng đã giảm 30 - 40% so với trị số áp lực đất Coulomb.

8.3. THIẾT KẾ ĐINH ĐẤT PHUN BÊTÔNG

8.3.1. Nội dung thiết kế

1. Xác định kích thước mặt bằng và mặt cắt của đinh đất và phân đoạn độ cao thi công.

2. Xác định phương thức và cự li bố trí đinh đất.

3. Xác định đường kính, độ dài, góc nghiêng và phương hướng trong không gian của đinh đất.

4. Xác định kiểu loại, đường kính và cấu tạo của cốt thép.

5. Thiết kế cấp phối vữa, phương thức phun vữa, chỉ tiêu cường độ của vữa.

6. Thiết kế tầng mặt bêtông phun và biện pháp chắn giữ sụt vỡ ở trên đỉnh.

7. Kiểm tra khả năng chống nhổ của đinh đất.

8. Phân tích tính ổn định tổng thể.

9. Đo biến dạng và phân tích tính tin cậy.

10. Thiết kế bản vẽ thi công và bản chỉ dẫn thi công.

11. Thiết kế quan trắc và khống chế chất lượng ở hiện trường.

8.3.2. Nguyên tắc thiết kế và yêu cầu cấu tạo

1. Thường là dung cho loại thành vách của hố móng sâu khoảng 15m, bờ thành có độ nghiêng từ 70^{o} - 90^{o}.

2. Độ dài đinh đất thường lấy bằng 0,5 - 1,2 độ sâu đào đất, cự li đinh nên là 1 - 2m, góc nghiêng của đinh đất so với mặt nằm ngang nên là 10^{o} - 20^{o}.

3. Đinh đất nhất thiết phải được liên kết chặt chẽ với tầng mặt, đồng thời phải có bản chịu nén và cốt thép gia cường.

4. Đinh đất nên dùng loại cốt thép gai xoắn cấp II trở lên, đường kính cốt thép nên từ $\phi16$ - $\phi32$mm, đường kính lỗ khoan nên là $\phi70$ - $\phi120$mm.

5. Độ dầy tầng mặt phun bêtông nên là 80 - 200mm, thường dùng là 100mm.

6. Cường độ bêtông phun không nên thấp hơn C20.

7. Trong tầng mặt phun bêtông phải đặt lưới cốt thép với loại thép cấp I $\phi6$ - $\phi10$mm, đặt thành lưới vuông 150 - 300mm.

8. Vữa bơm nên dùng vữa toàn ximăng, cường độ không thấp hơn 20MPa.

8.3.3. Tính toán thiết kế

1. Tính mặt trượt cung tròn nguy hiểm nhất của bờ dốc

Dùng phương pháp chia thành giải, phân tích cân bằng giới hạn của từng thể đất, tìm được mặt trượt với hệ số an toàn nhỏ nhất khi bờ dốc mất ổn định theo công thức sau (xem hình 8.3):

$$K = \frac{\Sigma c_i L_i + \Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\varphi_i}{\Sigma W_i \sin\alpha_1} \quad (8.1)$$

Trong đó:

c_i - lực dính trên mặt trượt của dải đất thứ i (kPa);

L_i - độ dài cung của dải đất thứ i (m);

W_i - trọng lượng bản thân của dải đất thứ i (kN/m);

α_i - góc kẹp giữa tiếp tuyến tại điểm giữa đường cung dải đất thứ i với đường nằm ngang;

φ_i - góc ma sát trong trên mặt trượt của dải đất thứ i.

Do tính toán phức tạp nên thường lập thành chương trình và tính bằng máy tính, tìm hệ số an toàn của K ứng với cung trượt nhỏ nhất. Trị số nhỏ nhất của K có thể nhỏ hơn 1, như một công trình nào đó đã tính ra K = 0,53.

2. Áp lực đất mà đinh đất phải chịu:

$$T_i = \left[(q + \gamma H_i) K_{a_i} - 2c\sqrt{K_{a_i}} \right] . S_x . S_y \quad (8.2)$$

Trong đó:

T_i - áp lực đất mà đinh đất thứ i phải chịu (kN);

q - tải trọng trên bờ (kN/m^2);

γ - trọng lượng thể tích của đất (kN/m^3);

H_i - độ sâu của đinh thứ i (m);

$K_{a_i} = \tan^2(45^\circ - \varphi_i/2)$ - hệ số của φ_i tầng thứ i;

$\sqrt{K_{a_i}}$ - $\left(\tan 45^o - \frac{\varphi_i}{2}\right)$ - hệ số của φ_i tầng thứ i;

S_x và S_y - khoảng cách theo chiều ngang và chiều đứng (tức hình chiếu lên 2 hướng x, y) của đinh đất (m);

c - lực dính kết của đất (kPa).

3. Khả năng chống nhổ của đinh đất (bên ngoài mặt trượt)

$$T_{u_i} = \pi D L_{b_i} \tau_{f_i} \quad (8.3)$$

Trong đó:

T_{u_i} - khả năng chống nhổ bên ngoài mặt trượt của đinh đất thứ i (kN);

D - đường kính lỗ khoan (m);

L_{b_i} - độ dài của đinh ở vùng ổn định nằm bên ngoài mặt trượt của tầng neo thứ i (m);

τ_{f_i} - cường độ bám dính của vữa thân neo với các lớp đất trong khối đất (kN/m^2).

Trên hình 8.2, L_b chính là độ dài đinh ở vùng ổn định.

4. Thử nghiệm khả năng chống nhổ của thân đinh

$$T_t = \pi D \tau_f \quad (8.4)$$

Trong đó:

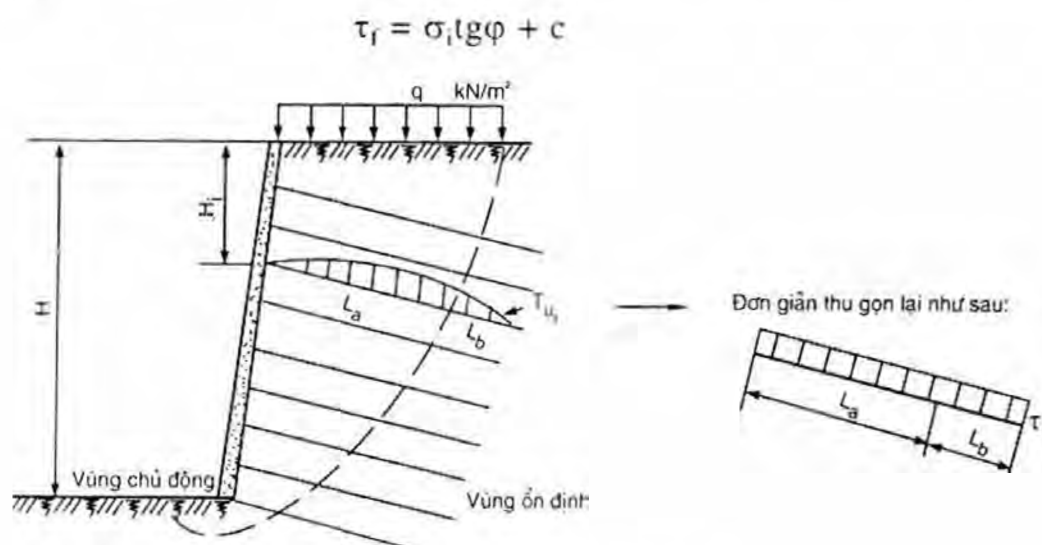
T_t - lực kéo nhổ thử nghiệm (kN/m);

D - đường kính lỗ khoan (m);

τ_f - cường độ chống cắt (kN/m^2).

Nếu không có tài liệu thử nghiệm thì có thể dùng công thức sau đây để thay thế trong khi thiết kế:

$$\tau_f = \sigma_i \text{tg}\varphi + c$$



***Hình 8.2:** Đinh đất đơn giản thu gọn*

5. Tìm độ dài trong vùng ổn định của thân đinh

Bằng thử nghiệm hoặc tính toán, tìm ra độ dài trong vùng ổn định của thân đinh, tức là độ dài hữu hiệu:

$$L_{b_i} = \frac{K_o \cdot T_i}{T_t} \tag{8.5}$$

Trong đó:

T_i - áp lực đất của tầng đinh đất thứ i phải chịu (kN);

T_t - lực kéo nhổ thử nghiệm (kN/m);

K_o - hệ số an toàn, thường lấy 1,5;

L_{b_i} - độ dài trong vùng ổn định của tầng thứ i (m).

6. Tổng độ dài đinh đất có độ sâu khác nhau:

$$L_{N_i} = L_{a_i} + L_{b_i}$$

Trong đó:

L_{N_i} - tổng độ dài đinh đất tầng thứ i (m);

L_{a_i} - độ dài nằm trong mặt trượt của tầng thứ i (m);

L_{b_i} - độ dài nằm ngoài mặt trượt của tầng thứ i (trong vùng ổn định) (m).

7. Tính đường kính đinh đất

$$KT_{max} = Af_{ptk}$$

$$A = \frac{KT_{max}}{f_{ptk}} \tag{8.6}$$

Trong đó:

A - diện tích mặt cắt cốt thép (mm^2);

f_{ptk} - trị tiêu chuẩn cường độ chịu kéo của cốt thép (N/mm^2);

T_{max} - áp lực đất tối đa của các đinh tầng trong đất (kN);

K - hệ số an toàn, thường lấy bằng 1,5.

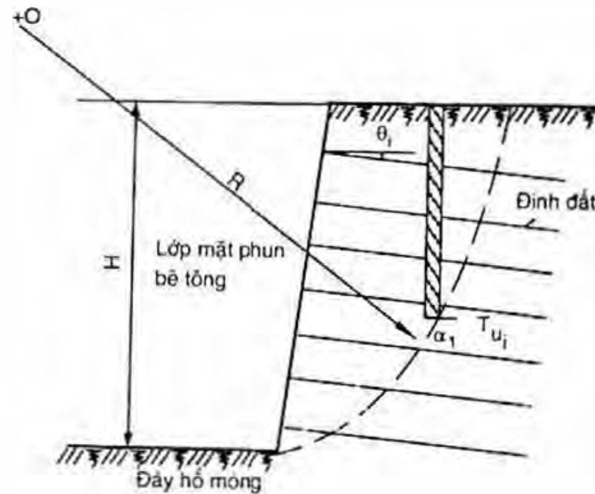
8.4. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH NỘI BỘ TƯỜNG ĐINH ĐẤT

8.4.1. Phân tích tính ổn định tổng thể nội bộ đinh đất

Phân tích tính ổn định nội bộ đinh đất theo phương pháp mômen cân bằng giới hạn, như hình 8.3.

Hệ số an toàn ổn định của hình trên là:

$$K_s = \frac{\Sigma c_i L_i S_x + \Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\varphi_i S_x + \Sigma T_{u_i} \cos(\theta_i + \alpha_i) + \Sigma T_{u_i} (\theta_i + \alpha_i) \tan\varphi_i}{\Sigma W_i \sin\theta_i \cdot S_x} \tag{8.7}$$



Hình 8.3: Phân tích ổn định của đinh đất

Trong đó:

K_s - hệ số an toàn ổn định tổng thể;

W_i - trọng lượng bản thân của phân giải thứ i (kN/m);

$c_i \varphi_i$ - lực dính kết (kPa) và góc ma sát trong (°) của đất ở mặt trượt của phân giải i;

α_i - góc kẹp giữa tiếp tuyến ở điểm giữa cung trượt của phân giải i với đường nằm ngang (°);

θ_i - góc kẹp giữa đinh đất với mặt nằm ngang (°);

L_i - độ dài cung trượt phân giải i (m);

T_{u_i} - khả năng chống nhổ ở bên ngoài mặt trượt của đinh đất thứ i (kN).

K_s trong công thức trên phải lớn hơn $[K_s]$ - tức là hệ số an toàn ổn định cho phép.

8.4.2. Hệ số an toàn khả năng chống nhổ của đinh đất

$$K_{0_i} = \frac{T_{u_i}.\cos\theta_i}{T_i} > 1{,}5 \qquad (8.8)$$

Trong đó:

K_{0_i} - hệ số an toàn chống nhổ của đinh đất thứ i;

T_{u_i} - khả năng chống nhổ của đinh đất thứ i, tính theo công thức (8.3);

T_i - áp lực đất lên đinh đất thứ i, tính theo công thức (8.2);

θ_i - góc kẹp giữa đinh đất thứ i với đường nằm ngang.

8.5. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH Ở BÊN NGOÀI TƯỜNG ĐINH ĐẤT

Thể đất phức hợp do đinh đất ken dày tạo thành có thể xem là tường chắn đất kiểu trọng lực. Từ thực nghiệm cho thấy: khi tường bị phá huỷ có hiện tượng chuyển dịch

ngang và chuyển động xoay rất rõ rệt, do đó, ngoài an toàn ổn định bên trong ra, còn cần phải kiểm tra ổn định chống trượt và ổn định chống lật.

8.4.1. Tính toán ổn định chống trượt

Như mô hình tính toán trên hình 8.4, hệ số an toàn chống trượt là:

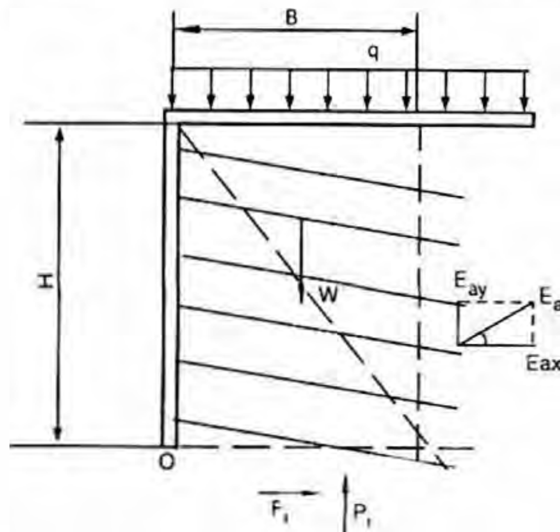
$$K_H = \frac{F_t}{E_{ax}} \tag{8.9}$$

Trong đó:

K_H - hệ số an toàn ổn định chống trượt;

E_{ax} - áp lực đất chủ động sau tường (kN);

F_t - hợp lực chống trượt giả định sinh ra tại mặt cắt đáy tường (kN).



Hình 8.4: Mô hình tính toán ổn định tường đinh đất

Trong công thức (8.9):

$$E_{ax} = \Sigma T_i = \Sigma\left[(q + \text{gama}\, H_i)\, K_{a_i} - 2c_i\sqrt{K_{a_i}}\right].S_x.S_y$$

$$F_t = (W + qB).S_x.\tan\varphi$$

Trong đó:

B - bề rộng (m).

8.5.2. Kiểm tra ổn định chống lật

Gọi M_w là mômen chống lật (xem hình 8.4) với:

$$M_w = (W + qB).B/2.S_x$$

Trong đó:

w - trọng lượng của đất tường (γHB);

S_x - khoảng cách nằm ngang của đinh đất (m).

Gọi M_o là mômen lật với:

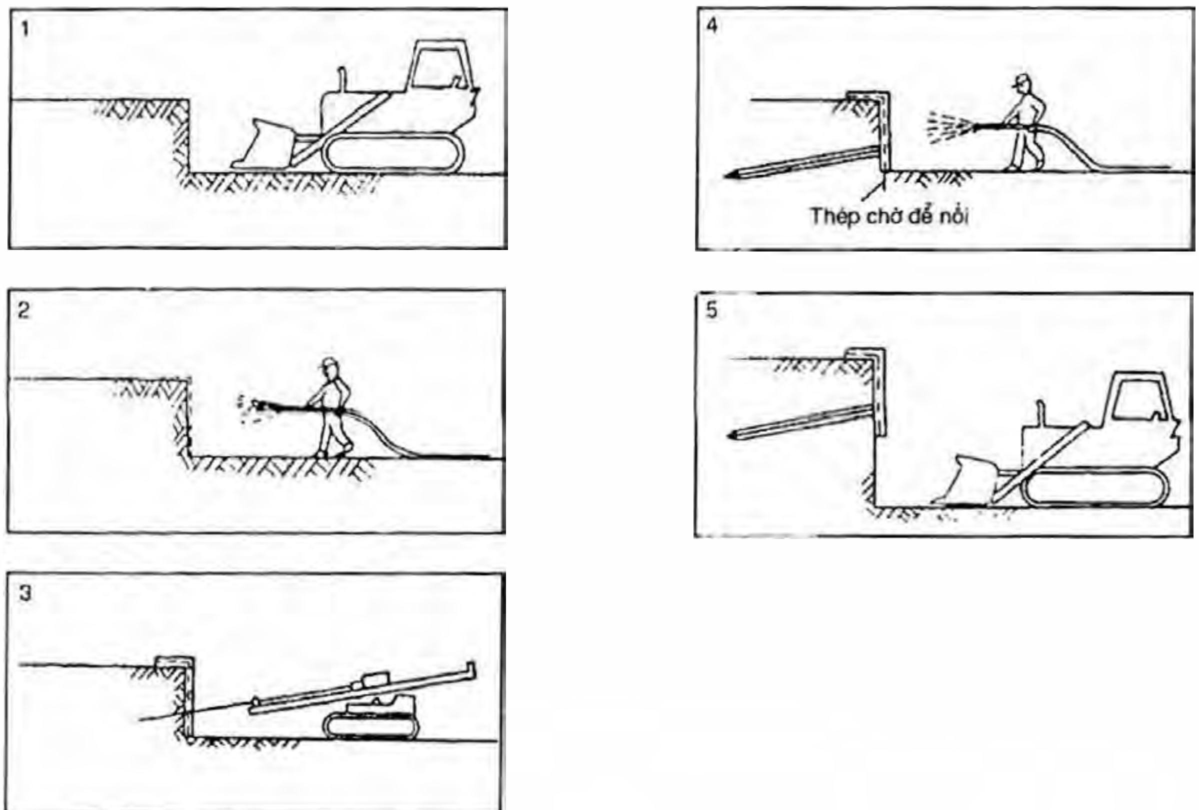
$M_o = \sum T_i.H/3, T_i$ tính theo công thức (8.2);

Hệ số an toàn $$K_Q = \frac{M_w}{M_O} \quad (8.10)$$

8.6. THI CÔNG CHẮN GIỮ BẰNG ĐINH ĐẤT

8.6.1. Dây chuyền công nghệ thi công(như hình 8.5)

Làm đường thoát nước trên đỉnh và dưới chân bờ thành (như hình vẽ).



Hình 8.5: Sơ đồ công nghệ thi công đinh đất

1. Đào bề mặt thao tác theo thiết kế, sửa sang bờ vách; 2. Phun lớp bêtông thứ nhất; 3. Đặt đinh đất (khoan lỗ, cài cốt, bơm vữa, bản đệm...); 4. Buộc lưới cốt thép, có để thép chờ nối, phun lớp bêtông thứ hai; 5. Đào tầng đất thứ 2, làm tuần hoàn như trên, cho đến cốt đáy hố.

8.6.2. Thi công phun bêtông

1. Vật liệu

Ximăng nên dùng loại mác 425, đá dăm hoặc sỏi sạch, đường kính hạt không nên lớn 15mm, tỉ lệ giữa ximăng với cát đá là 1 : 4 ~ 1 : 4,5. Tỉ suất cát là 45% - 55%, tỉ lệ nước ximăng là 0,4 - 0,45.

2. Thao tác phun

1) Trước khi thao tác phải kiểm tra, chạy thử các thiết bị máy nén khí, đường ống nước, đường điện, dọn sạch bề mặt phun, chôn các mốc chuẩn để khống chế độ dày bêtông phun.

2) Khi phun, vòi phun phải vuông góc với mặt phun, nên giữ khoảng cách là 0,6 - 1m. Tay phun phải khống chế tốt tỉ lệ nước ximăng, bảo đảm mặt bêtông bằng phẳng, nổi rõ mặt ướt và bóng, không có hiện tượng khô đốm hoặc bêtông bị chảy tụt.

3) Sau khi bêtông phun đã chung ninh 2 giờ phải tưới nước dưỡng hộ, tuỳ điều kiện khí hậu mà dưỡng hộ từ 3 - 7 ngày.

4) Lưới cốt thép nên đặt sau khi đã phun lớp bêtông thứ nhất, khoảng cách giữa cốt thép với mặt vách nên là 20mm.

5) Lưới cốt thép phải nối chồng với lưới cốt thép tiếp sau độ dài nối phải bằng 25 lần đường kính cốt thép.

6) Lưới cốt thép phải liên kết thật chặt với neo của đinh đất, khi phun bêtông cốt thép không được rung lắc.

8.6.3. Thi công đinh đất

1. Thi công đinh neo có thể dùng máy khoan xoáy ốc, máy khoan xung kích, máy khoan địa chất, máy xúc Lạc Dương...

2. Tiến hành khoan lỗ theo kích thước chiều dọc, chiều ngang và góc nghiêng như thiết kế quy định.

3. Cốt thép phải thẳng, sạch rỉ, sạch dầu.

4. Bơm vữa dùng vữa ximăng hoặc vữa ximăng cát, tỉ lệ trộn vữa ximăng cát là 1 : 1 ~ 1 : 1,2 (theo trọng lượng), tỉ lệ nước ximăng nên là 0,4 - 0,45.

5. Ống bơm vữa cắm sâu vào cho đến cách đáy lỗ 250 - 500mm, để bảo đảm bơm được đầy chặt, miệng lỗ phải có nút ngăn vữa.

6. Đinh đất phải có cái định tâm để bảo đảm độ dày của lớp vữa bảo vệ cốt thép.

8.6.4. Quan trắc thi công

Khi thi công thân tường đinh đất phức hợp, phải quan trắc theo các hạng mục và yêu cầu như trong bảng 8.2

Bảng 8.2. Hạng mục và yêu cầu quan trắc

Hạng mục quan trắc		Máy quan trắc	Yêu cầu quan trắc
Hạng mục phải đo	Chuyển vị ngang ở đỉnh bờ dốc	Máy kinh vĩ chính xác cao	Theo biên hố móng, cứ 5 - 10m lại đặt 1 điểm đo, trong thời gian đào móng mỗi ngày đo 1 lần, trong tình huống bình thường 3 - 10 ngày đo 1 lần.
	Sụt lún ở đỉnh bờ dốc	Máy thuỷ chuẩn chính xác cao	Theo biên hố móng cứ 5 - 10m lại đặt 1 điểm đo, trong thời gian đào hố móng mỗi ngày đo 1 lần, trong tình huống bình thường 3 - 10 ngày đo 1 lần.
Hạng mục lựa chọn để đo	Ứng suất đinh đất	Cốt thép kế, phiến biến dạng	Chọn các vị trí có tính đại diện để đo
	Chuyển dịch thân tường	Máy đo nghiêng	Chọn các vị trí có tính đại diện để đo
	Ứng suất cốt thép ở tầng phun	Ứng suất kế	Chọn các vị trí có tính đại diện để đo
	Áp lực đất	Hộp áp lực	Chọn các vị trí có tính đại diện để đo.

8.7. VÍ DỤ CÔNG TRÌNH THỰC TẾ

8.7.1. Công trình 065 Quảng Châu

Sau khi xảy ra sự cố ở hố móng công trình 065 Quảng Châu, đã dùng đinh đất phun bêtông để gia cố chắn giữ.

1. Sơ lược về công trình

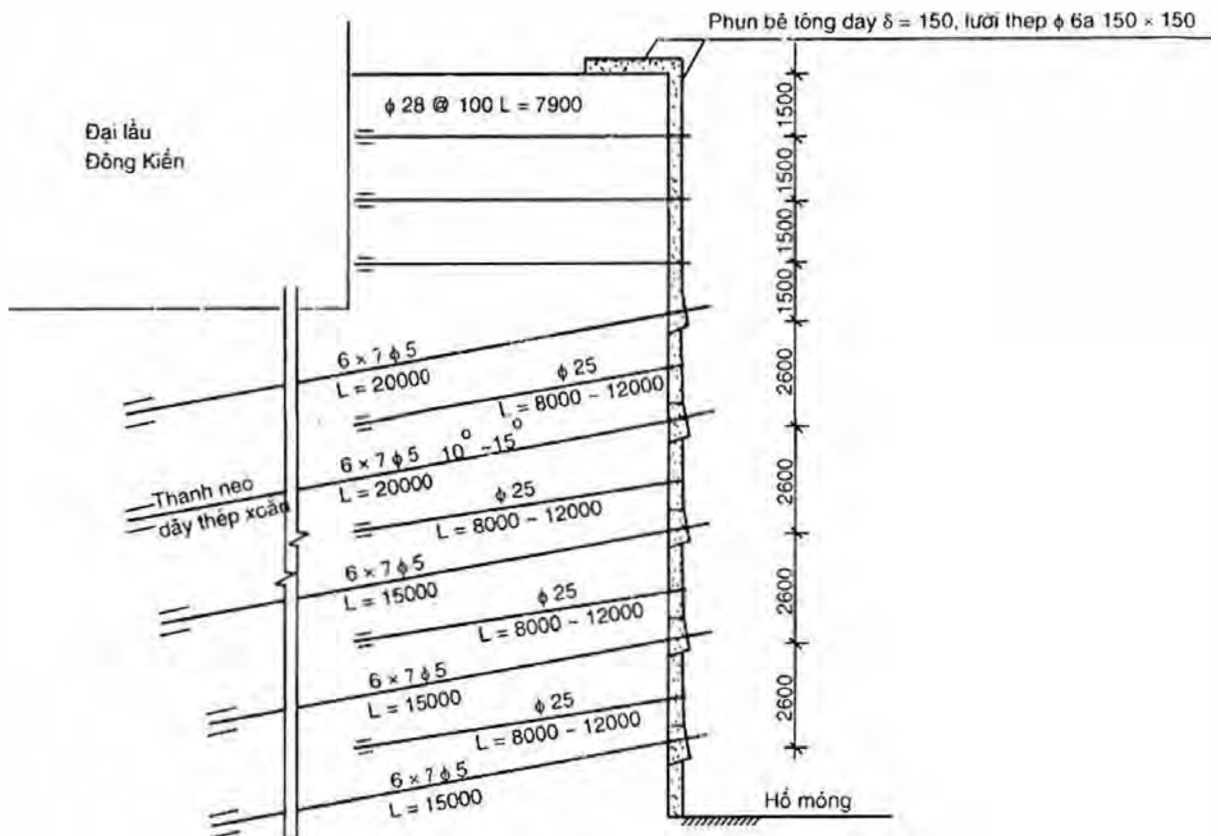
Công trình 065 là một trong những công trình trọng điểm ở Quảng Châu, hố móng dài 72m, rộng 62m, sâu 18m. Bên phía tây cách đại lầu Đông Kiến mới xây và dãy nhà dân khoảng 8m, nguyên thiết kế dùng cọc đào lỗ bằng nhân công, neo giữ bằng thanh neo dự ứng lực. Năm 1993 bắt đầu khởi công, ngày 19 tháng 11 năm 1993 khi đào gần đến đáy hố theo độ sâu thiết kế thì xảy ra trượt ở sườn phía tây dài 43m, ăn sâu vào 15 - 19,4m, cọc chắn giữ, thanh neo cùng với ba ngôi nhà dân 2 tầng đều cùng trượt vào trong đáy hố. Đến ngày 28 tháng 1 năm 1994, ở chỗ bị trượt và ở lân cận lại xảy ra sụt lở trong một phạm vi lớn, mặt đất sụt xuống 0,6 - 1,8m, gây ra thiệt hại kinh tế tới trên 10 triệu tệ, làm chấn động cả Quảng Châu, nghiêm trọng hơn nữa là đường biên mặt đất vùng bị trượt chỉ cách trụ sở thành uỷ - đại lầu Đông Kiến, có 1,6m. Đại lầu Đông Kiến 21 tầng, nền đất thiên nhiên, hơi bị sụt là khó bảo đảm cho nhà được an toàn. Qua các cơ quan và chuyên gia nghiên cứu thảo luận, phương án gia cố vẫn chưa được xác định, sau có chuyên gia đề xuất, dùng đinh đất phun bêtông để gia cố, cuối cùng đã giải quyết được vấn đề

2. Nội dung phương án

1) Ở phía dưới móng của đại lầu Đông Kiến, như hình 8.6, dùng 5 tầng thanh neo dự ứng lực dài 15m - 20m, 6 bó dây thép xoắn 7 ϕ5. Ngoài ra dùng đinh đất dài 8 - 12m, phun bêtông dày 150mm, dùng lưới cốt thép ϕ6, khoảng cách 150 × 150mm. Phương pháp này tương đối thoả đáng.

2) Ở sườn phía đông dùng đinh đất ϕ28 dài 8m và ϕ18 dài 1,5m, phun bêtông dày 80mm, dùng lưới cốt thép ϕ6 khoảng cách 300 × 300mm, như hình 8.7.

3) Gia cố vùng trượt dốc, như hình 8.8, dùng phương pháp gia cố chắn giữ bằng đinh đất thông thường.

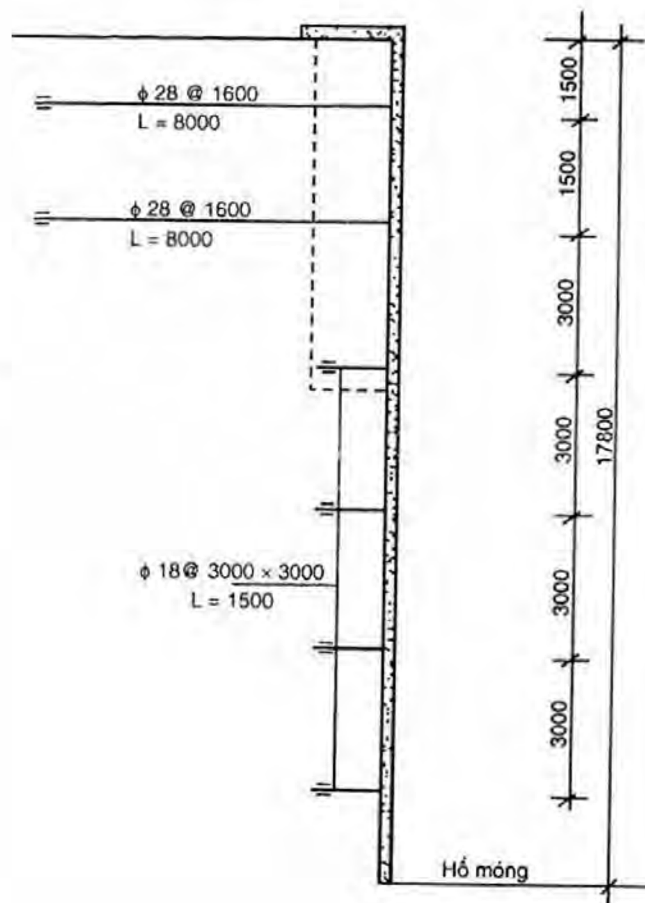


Hình 8.6: Móng đại lầu Đông Kiến và mặt cắt gia cố thành phía tây

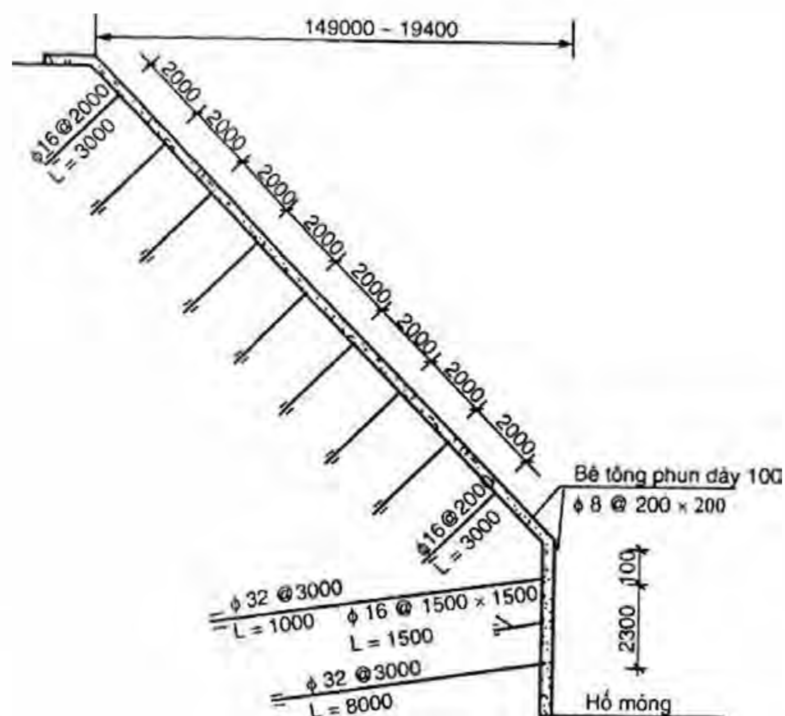
3. Đánh giá sau thực tế thi công

1) Kết quả quan sát đại lầu Đông Kiến khi thi công hố móng thấy: đại lầu không bị nghiêng, móng không bị lún, mặt đất không bị nứt, thành hố ở lân cận biến dạng rất nhỏ, tính ổn định của đại lầu rất tốt.

2) Sau khi gia cố thì vùng bị trượt và vùng ở gần đó đã ngừng biến dạng, trước khi gia cố khe nứt lộ ra rộng 300mm, sau khi gia cố và tiếp tục đào đến đáy hố móng, bề mặt lớp phun bêtông không có khe nứt nhỏ nào có thể nhìn thấy, sụt lở ngừng hẳn. Đường cong biến dạng - thời gian nằm ngang.



Hình 8.7: Mặt cắt chắn giữ thành phía đông công trình 065



Hình 8.8: Mặt cắt xử lí gia cố vùng bị trượt tại công trình 065

3) Vùng không bị trượt ổn định, thi công đào theo phương án thiết kế, bề mặt chắn giữ không có khe nứt, mặt đất không bị lún.

Kết quả kể trên cho thấy: Chắn giữ hố móng bằng đinh đất phun bêtông là thành công, dùng thanh neo trong đất và đinh neo phun bêtông để gia cố để phòng trượt cho nhà cao tầng cũng là thành công.

8.7.2. Công trình đại lầu Kim Dung quốc tế Bắc Kinh

Thiết kế chắn giữ hố móng bằng đinh đất phun bêtông tại đại lầu Kim Dung quốc tế Bắc Kinh như sau:

1. Tình hình địa chất

1) Đất lấp tạp (1) dày 4,5 - 8,5m, $\varphi = 18^o$, c = 17kPa;

2) Đất sét bột nặng (2)1 $\varphi = 14^o$, c = 30kPa;

(2)2 Cát bột nhẹ $\varphi = 30^o$;

3) Sỏi hạt tròn, $\varphi = 42^o$;

Đất sét bột và đất sét bột nặng 32 $\varphi = 15^o$, c = 30kPa;

4) Cát bột mịn (4)1 $\varphi = 34^o$;

Đất sét bột và đất sét bột nặng (4)2 $\varphi = 27^o$, c = 39kPa;

Đất bột sét (4)4 $\varphi = 27^o$, c = 39kPa.

2. Chọn mặt cắt địa chất

Độ dày bình quân của lớp đất: (1) ± 5,2m, số (2) ± 2,2m, (3) ± 3,7m, (4) ± 2,3m, (5) ± 0,3m.

Mặt cắt này độ dày cộng là 13,7m. Đào hố móng 13,7m.

3. Các tham số áp dụng

1) Đất số (1) $\varphi = 15^o$, c = 15kPa;

Đất số (2) $\varphi = 30^o$, c = 15kPa;

Đất số (3) $\varphi = 34^o$, c = 0;

Đất số (4) $\varphi = 42^o$, c = 0;

2) $\gamma = 20$ kN/m^3

3) Siêu tải mặt đất q = 20 kN/m^2.

4. Tính áp lực đất lên đinh và lực nhổ của đinh đất

Tính áp lực đất lên đinh theo công thức (8.2):

$$T_i = \left[(q + \gamma H_i) K_{a_i} - 2c\sqrt{K_{a_i}} \right] .S_x.S_y$$

Trong đó q = 20 kN/m^2, $\gamma = 20$ kN/m^3, $S_x = S_y = 1{,}5$m.

$\varphi =$	15^o	30^o	34^o	42^o
$K_a =$	0,589	0,333	0,283	0,198

$$\sqrt{K_a} = 0{,}767;\ 0{,}577$$

Tính lực nhổ theo công thức (8.3): $T_{u_i} = \pi D L_{bi}.\tau_{fi}$. Trị τ_{fi} cường độ dính kết lấy theo "Quy trình thiết kế và thi công thanh neo trong đất" (CECS 22 : 90), lấy trị số như sau:

Đất sét lấp: 40kPa;

Đất bột cát: 80kPa;

Đất cát: 100kPa;

Đá sỏi: 150kPa.

Khi tính toán mỗi tầng đinh đất, hệ số an toàn K phải lớn hơn 1,5. Sau đây là ví dụ tính toán cụ thể:

(1) Hàng đinh đất thứ hai T_i, trị T_{u_i} và K

Theo công thức (8.2):

$$T_2 = [(20 + 20 \times 2{,}5) \times 0{,}589 - 2 \times 15 \times 0{,}767] \times 1{,}5 \times 1{,}5 = 41\text{kN}$$

Theo công thức (8.3):

$$T_{u_2} = \pi D L_b \tau = 3{,}142 \times 0{,}1 \times 5{,}8 \times 40 = 72{,}9\text{kN}$$

$$K = \frac{T_{u_2}}{T_2} = \frac{72{,}9}{41} = 1{,}78$$

(2) Hàng đinh đất thứ năm:

$$T_5 = [(20 + 20 \times 7) \times 0{,}33 - 2 \times 15 \times 0{,}577] \times 1{,}5 \times 1{,}5 = 80{,}9\text{kN}$$

$$T_{u_5} = \pi \times 0{,}1 \times 6{,}2 \times 80 = 155{,}8\text{kN}$$

$$K = \frac{155{,}8}{80{,}9} = 1{,}92$$

(3) Hàng đinh đất thứ sáu:

$$T_6 = [(20 + 20 \times 8{,}5) \times 0{,}282 - 0] \times 1{,}5 \times 1{,}5 = 121\text{kN}$$

$$T_{u_6} = \pi \times 0{,}1 \times 5{,}8 \times 100 = 182{,}2\text{kN}$$

$$K = \frac{182{,}2}{121} = 1{,}5$$

(4) Hàng đinh đất thứ tám:

$$T_8 = [(20 + 20 \times 11{,}5) \times 0{,}198] \times 1{,}5 \times 1{,}5 = 111{,}4\text{kN}$$

$$T_{u_8} = \pi \times 0{,}1 \times 6 \times 150 = 282{,}7\text{kN}$$

$$K = \frac{282{,}7}{111{,}4} = 2{,}5$$

(5) Các hàng đinh đất ở độ sâu 13,7m theo tổng hợp kết quả tính toán như bảng 8.3:

$$\sum T = 759{,}4\text{kN},\ \sum T_u = 1629{,}5\text{kN}\quad K = 2{,}15$$

Tính đinh đất theo công thức (8.6):

$$A = \frac{KT}{f_{ptk}}$$

T_1 - T_5 $\qquad A = \dfrac{1,5 \times 80900}{335} = 362mm^2$

Có thể dùng ϕ22, A = 380,1mm^2

T_6 - T_9 phải dùng ϕ25 hoặc ϕ28.

Bảng 8.3. Kết quả tính đinh đất

Đinh đất	K_a	$\sqrt{K_a}$	c (kPa)	φ (°)	H_i (m)	T_i (kN)	L (m)	L_b (m)	T_{ui} (kN)	K
T_1	0,589	0,767	15	15	1,0	1,2	10	3	37,7	-
T_2	0,589	0,767	15	15	2,5	41	11	5,8	72,9	1,78
T_3	0,589	0,767	15	15	4,0	80,7	13	8,8	138,2	1,71
T_4	0,333	0,577	15	30	5,5	58,5	9	5,6	141	2,4
T_5	0,333	0,577	15	30	7,0	80,9	9	6,2	155,8	1,92
T_6	0,283			34	8,5	121	8	5,8	182,2	1,5
T_7	0,283			34	10,0	140	8	6,4	301	2,15
T_8	0,198			42	11,5	111,4	7	6	282,7	2,5
T_9	0,198			42	13,0	124,7	7	6,7	315,7	2,53

6. Kiểm tra an toàn chống trượt

Theo công thức (8.9): $K_H = \dfrac{F_t}{\Sigma T_i}$

Cho bề rộng là 6m, φ lấy theo phần đáy là 42° (bề rộng tường có thể lấy bằng 0, - 0,8H).

$$F_t = (13,7 \times 6 \times 20 + 6 \times 20)\tan 42^\circ \times 1,5 = 2382,5kN$$

$$\Sigma T_i = 759,4kN$$

$$K_H = \frac{2382,5}{759,4} = 3,1$$

7. Kiểm tra an toàn chống lật

Theo công thức (8.10):

$$K = \frac{M_w}{M_o}$$

Mômen chống lật nhờ trọng lượng bản thân của đất:

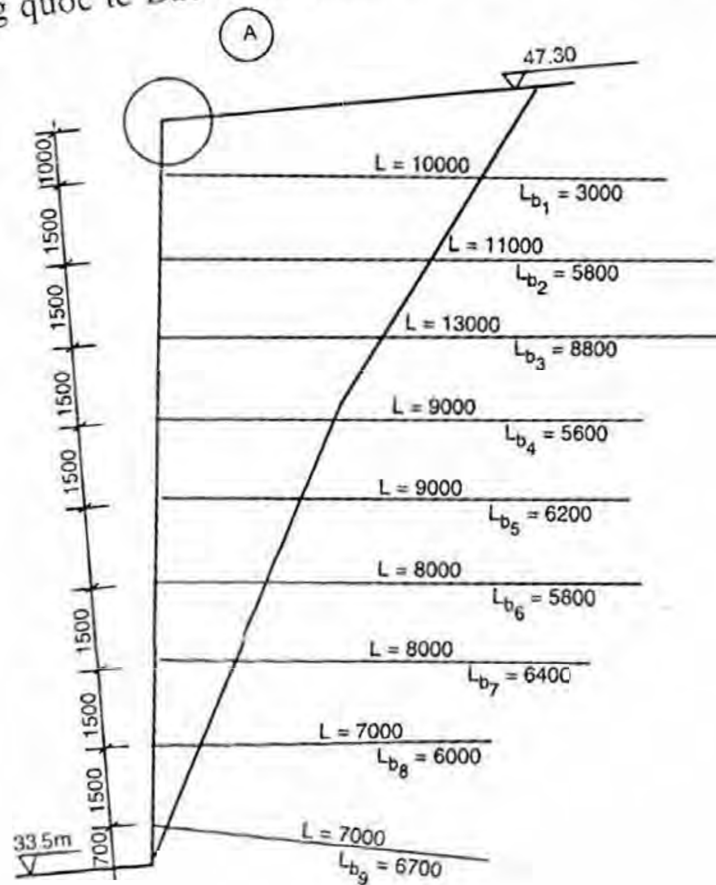
$$M_w = (13.7 \times 6 \times 20 + 6 \times 20) \times \frac{6}{2} \times 1,5 = 7938kN.m$$

Mômen lật do áp lực đất:

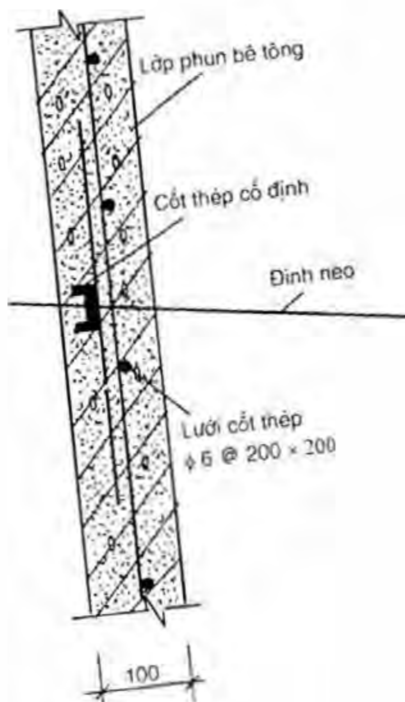
$$M_o = 759{,}4 \times 13{,}7 \times 1/3 = 3467{,}9\text{kN.m}$$

$$K = \frac{7938}{3467{,}9} = 2{,}29$$

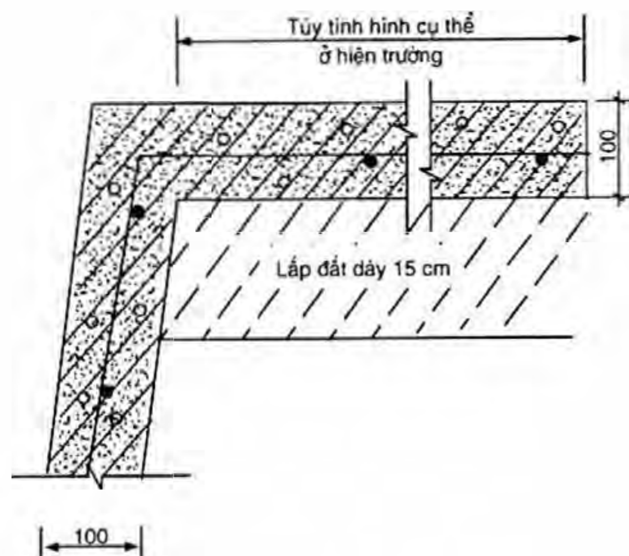
Đinh đất chắn giữ đại lầu Kim Dung quốc tế Bắc Kinh xem từ hình 8.9 - hình 8.12.



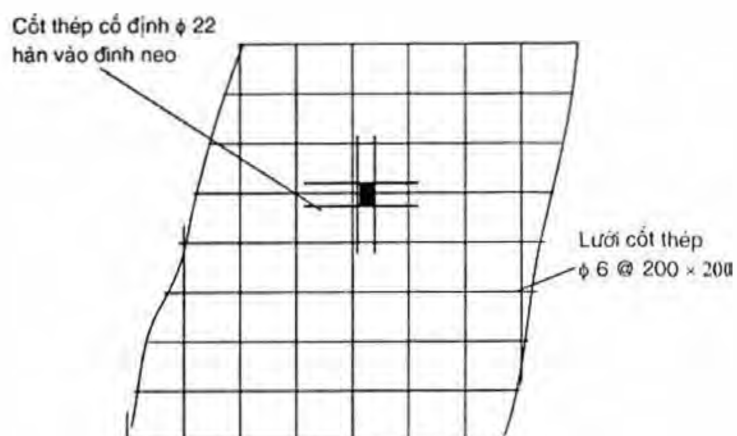
Hình 8.9: *Mặt cắt đinh đất phun bêtông tại đại lầu Kim Dung quốc tế Bắc Kinh*



Hình 8.10: *Mặt cắt đinh neo phun bêtông*



Hình 8.11: Hình phóng to chỗ góc tường



Hình 8.12: Mặt bằng lưới cốt thép

Dùng đinh đất chắn giữ hố móng

Chương 9
HẠ MỰC NƯỚC NGẦM VÀ ĐÀO ĐẤT

9.1. HẠ MỰC NƯỚC NGẦM

Khi thi công hố móng và móng công trình, thường phải đào đất ở phía dưới mực nước ngầm, nhất là đối với nhà cao tầng, móng đặt rất sâu, số tầng nhà ngầm dưới đất khá nhiều. Khi thi công, nếu nước ngầm ngấm vào trong hố móng làm cho hố móng bị ngập nước nên sẽ hạ thấp cường độ của đất nền, tính nén co tăng lên, công trình sẽ bị lún quá lớn, hoặc tăng thêm ứng suất trọng lượng bản thân của đất, tạo ra lún phụ thêm của móng, những điều đó sẽ trực tiếp ảnh hưởng đến an toàn của công trình xây dựng. Do đó, khi thi công hố móng cần thiết phải có các biện pháp hạ mực nước và thoát nước tích cực để cho móng được thi công trong trạng thái khô ráo.

Khi áp dụng các biện pháp hạ nước, thoát nước phải tính đến các nhân tố sau đây:

(1) Loại đất và hệ số thẩm thấu.

(2) Cốt yêu cầu hạ thấp mực nước và cốt mực nước ngầm, thường thì mực nước ngầm phải được hạ thấp đến dưới đáy hố móng 0,5 - 1,0m.

(3) Dùng hình thức nào để chống giữ thành hố móng, đặc biệt là hố móng sâu.

(4) Diện tích hố móng lớn hay nhỏ

Hiện nay có hai loại biện pháp hạ mực nước ngầm: một là hạ nước trên mặt, hai là hạ nước bằng giếng điểm (wellpoint). Tên biện pháp hạ mực nước và phạm vi thích dụng như trong bảng 9.1.

Bảng 9.1. Phạm vi áp dụng các biện pháp hạ mực nước ngầm

Tên gọi	Điều kiện thích hợp
Thoát nước mặt	Đất đá vụn, cát hạt thô, đất có lượng thấm nước nhỏ.
Giếng điểm nhẹ	Cát bột, đất bột sét, hệ số thẩm thấu 0,1 - 5 m/ngày, mực nước ngầm tương đối cao, giếng điểm cấp một độ sâu hạ mực nước 3 - 6m; giếng điểm cấp hai độ sâu hạ mực nước 6 - 9m; nhiều cấp đến 12m.
Giếng điểm phun	Đất cát có hệ số thẩm thấu 0,1 - 50 m/ngày, độ sâu đào hố móng lớn hơn 6m, độ sâu hạ nước của giếng điểm phun có thể đến 20m trở lên.
Giếng điểm ống	Lớp cát thô đá cuội hạt của tầng chứa nước tương đối thô, hệ số thấm tương đối lớn, lượng nước khá nhiều, độ sâu hạ nước từ 3 - 15m.
Giếng điểm sâu	Hệ số thấm khá lớn, lượng nước ngầm nhiều.
Giếng điểm thấm nước	Bên trên lớp đất có nước đọng tầng trên hoặc tầng chứa nước ngầm và bên dưới có tầng thấm nước không chứa nước, hoặc nước ngầm tương đối ổn định hoặc tầng chứa nước có áp.
Giếng điểm điện thấm	Đất tính sét bão hoà, đặc biệt là bùn hoặc đất bùn, hệ số thấm rất nhỏ, nhỏ hơn 0,1 m/ngày.

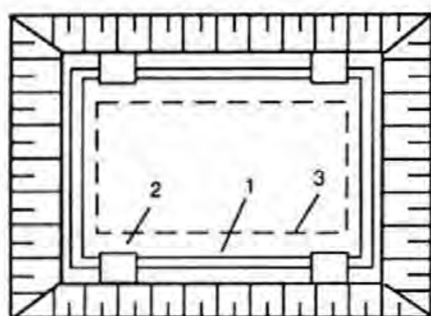
9.1.1. Phương pháp thoát nước mặt

1. Thi công thoát nước mặt

1) Đào máng thoát nước ở khoảng cách không nhỏ hơn 3m bên ngoài đường viền của móng (tính theo khoảng cách từ mép móng tới chân bờ thành như hình 9.1) thường đáy máng rộng 0,3m, độ dốc 1% - 5%, đồng thời có đặt hố thu nước.

2) Phải duy trì một khoảng chênh lệch độ cao thích đáng giữa mặt đào đất với mặt đáy máng thoát nước và mặt đáy giếng thu nước, đáy máng thoát nước thấp hơn mặt đào đất 0,3 - 0,5m, Đáy hố thu nước thấp hơn đáy máng thoát nước 1m (hình 9.2).

3) Đường kính hố thu nước thường là 0,7 - 1, thành hố có thể xây gạch, ống bêtông, ván chắn đất hoặc các biện pháp chắn giữ tạm thời, tầng lọc ngược ở đáy hố bằng đá dăm hoặc đá sỏi dày 0,3m.



Hình 9.1: *Máng hở thoát nước*
1. Máng thoát nước; 2. Hố thu nước;
3. Đường biên ngoài của hố móng



Hình 9.2: *Phân tầng đào máng thoát nước*

2. Lựa chọn máy bơm

Lượng nước thấm vào trong hố móng có thể ước lượng theo kinh nghiệm hoặc xác định bằng hút nước thử, cũng có thể ước tính bằng phương pháp giếng lớn, tức là xem hố móng hình chữ nhật là một giếng lớn có đường kính $2r_o$, tính lượng trào nước vào rồi tìm công suất của máy bơm.

$$r_o = \eta \frac{C + B}{4} \tag{9.1}$$

Trong đó:

C - chiều rộng hố móng chữ nhật;

B - chiều dài hố móng chữ nhật;

η - hệ số, có thể tra trong bảng 9.2.

Bảng 9.2. Hệ số η

B/C	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,60	0,80	1,00
η	1,00	1,00	1,10	1,12	1,14	1,16	1,18	1,18

Lượng trào nước:
$$Q = \frac{1,36kH^2}{\lg(R - r_o) - \lg r_o} \quad (9.2)$$

Trong đó:

k - hệ số thấm (m/ngày);

R - bán kính ảnh hưởng, phụ thuộc k, lấy theo bảng 9.3;

H - độ sâu từ mực nước ổn định đến đáy hố móng theo thiết kế (m).

Bảng 9.3. Hệ số thấm và bán kính ảnh hưởng

Thành phần tầng cát đá	Hệ số thấm k (m/ngày)	Bán kính ảnh hưởng R (m)
Lớp nham có nhiều kẽ nứt	> 60	> 500
Lớp đất sỏi, cuội, tầng cát thô và cát trung đồng đều, sạch và không lẫn các hạt nhỏ	> 60	200 - 600
Nham thạch hơi có khe mạch	20 - 60	150 - 250
Lớp đất thuộc loại sỏi, cuội có lẫn nhiều vật chất hạt nhỏ	20 - 60	100 - 200
Cát hạt thô, hạt trung và hạt nhỏ không đồng đều	5 - 20	80 - 150

Tìm công suất N của máy bơm theo công thức sau:
$$N = \frac{aQH}{75\eta_1\eta_2} \quad (9.3)$$

Trong đó:

H - tổng độ cao bao gồm khoảng đẩy, khoảng hút và tổn thất cột nước do các loại lực cản sinh ra (m);

a - hệ số an toàn, thường lấy bằng 2;

η_1 - công suất máy bơm, lấy 0,4 - 0,5;

η_2 - công suất máy động lực, 0,75 - 0,85.

3. Khuyết điểm của phương pháp thoát nước mặt

Thoát nước bằng phương pháp này không thể hoàn toàn ngăn cản được hiện tượng lưu sa (cát chảy), đồng thời với việc nước ngầm ào vào trong hố, đất ở bốn xung quanh hố cũng ào vào theo, có thể dẫn tới sụt lở thành hố, hạ thấp cường độ của đất đáy hố.

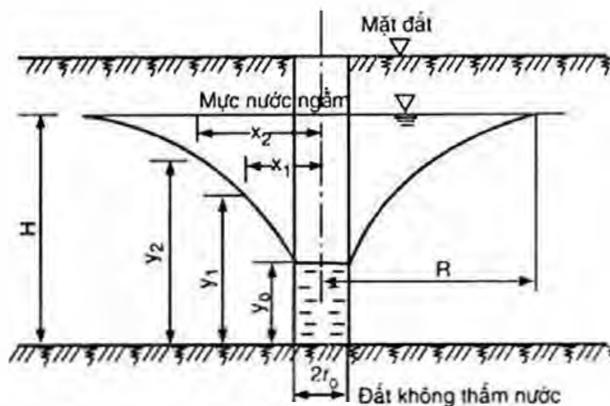
4. Ví dụ công trình thực tế

5 ngôi nhà ở cao tầng trong một tiểu khu nhà ở, móng bêtông cốt thép hình hộp, lớp chịu lực là lớp đất bột sét, á cát nặng, cốt đáy móng là - 6,15m, mực nước ngầm cách

mặt đất 1m. Mặt cắt máng thoát nước là 500 × 300mm, giếng thu nước là 800 × 800mm, sâu hơn đáy máng 1m, cứ 25 - 40m lại làm 1 hố thu nước. Hiệu quả khá tốt.

9.1.2. Phương pháp giếng điểm nhẹ

Phương pháp này chủ yếu là lợi dụng "Hình phễu nước rút". Khi nước trong giếng rút xuống do bắt đầu bơm hút thì nước ngầm trong tầng chứa nước ở xung quanh chảy vào trong giếng, qua một thời gian, mực nước sẽ ổn định và hình thành một đường cong uốn về phía giếng, mực nước ngầm hạ xuống dần tới dưới cốt thiết kế của đáy móng, làm cho thi công có thể tiến hành trong môi trường khô ráo (hình 9.3).



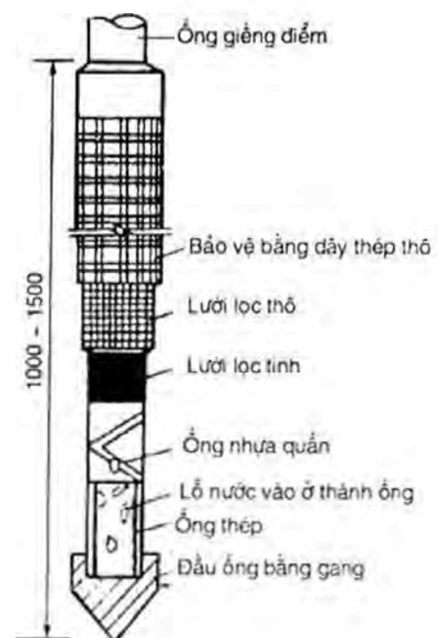
Hình 9.3: Hình phễu nước rút khi hút nước trong giếng

1. Các thiết bị chính của hệ thống giếng điểm

1) Ống giếng điểm: Dùng ống thép ϕ50mm, đầu ống là ống lọc dài 1 - 2m (hình 9.4), ống lọc chính là ống thép ϕ50mm có đục các lỗ ϕ10 - 15mm bố trí như hình hoa mai, cự li lỗ 30 - 40mm. Bên ngoài lỗ dùng dây thép quấn theo hình xoắn ốc. Trước tiên bọc một lớp lưới lọc tinh với mắt 40, rồi bọc một lớp lưới lọc thô mắt 18, lưới lọc dùng lưới đồng hoặc lưới nilông đều được. Bên ngoài lưới lọc lại quấn 1 lớp dây thép thô để bảo vệ lưới lọc, đầu dưới ống lọc có lắp bao ống bằng gang đúc để đề phòng bùn đất chui vào trong ống.

2) Ống thu nước chính

Dùng ống thép có đường kính trong 102 - 127mm nối từng đoạn, cứ cách 1 - 2m lại đặt một đầu nối ngắn để nối với ống giếng điểm.



Hình 9.4: Cấu tạo ống lọc nước

3) Ống nối:

Ống nối dùng loại ống cao su hoặc ống nhựa ϕ40 - 50mm, trên ống nối nên có van để dễ kiểm tra.

4) Thiết bị hút nước:

Thiết bị hút nước được tạo thành bởi bơm hút nước, bộ xạ lưu và két nước tuần hoàn. Tính năng kĩ thuật của bơm nước xem bảng 9.4.

Bảng 9.4. Tính năng kĩ thuật máy bơm nước của Trung Quốc

Hạng mục (m)	Loại máy		
	QJD-60	QJD-90	JS-45
Độ sâu hút nước (m)	9,5	9,6	10,26
Lượng đẩy nước (m^3/giờ)	60	90	45
Áp lực nước công tác (N/mm^2)	≥ 0,25	≥ 0,25	≥ 0,25
Công suất môtơ (kN)	7,5	7,5	7,5

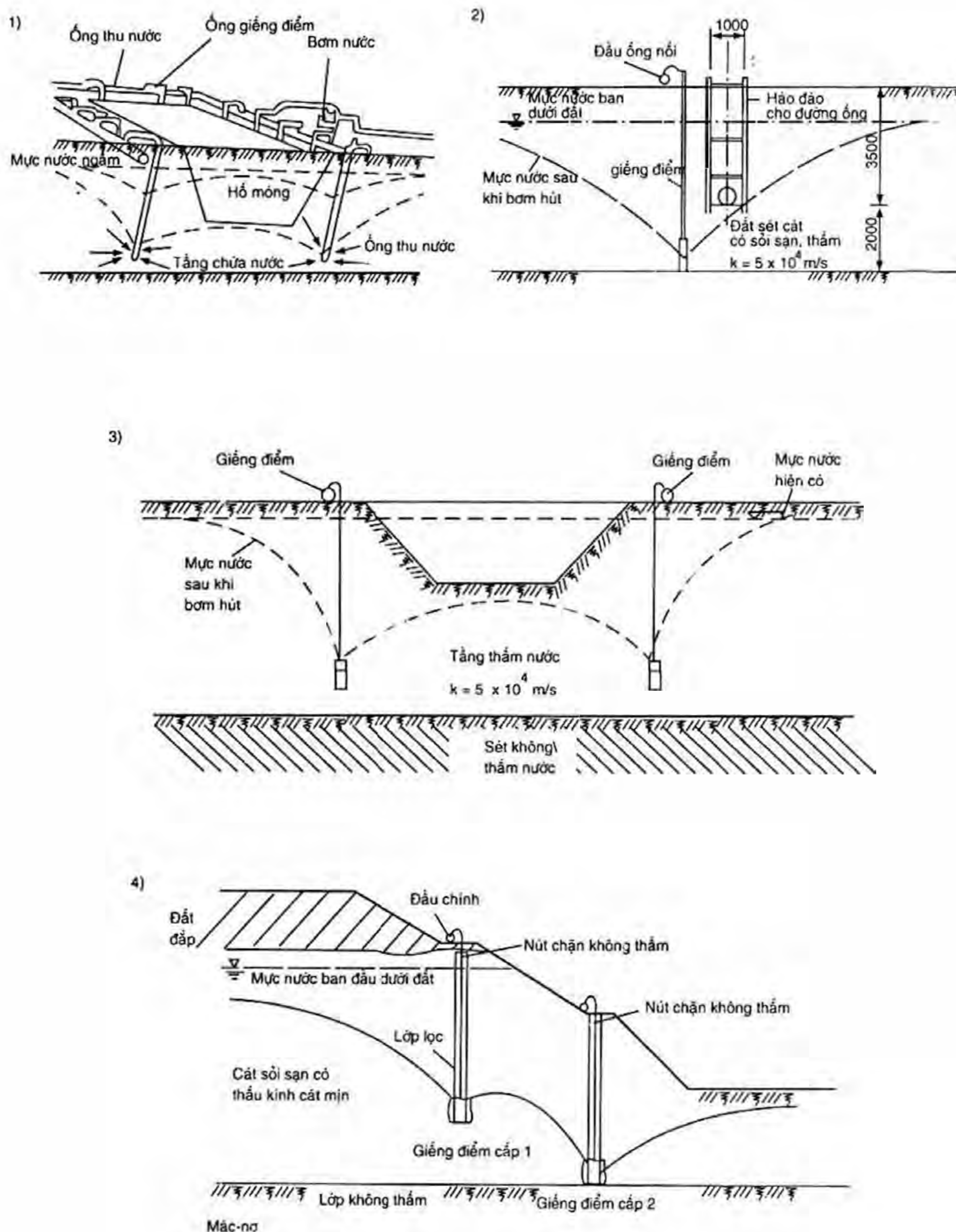
2. Bố trí giếng điểm

Như hình 9.5: Phải căn cứ vào yêu cầu về độ sâu phải hạ mực nước ngầm, độ lớn và kích thước mặt bằng hố móng, tính năng thấm nước của tầng chứa nước và hướng chảy của nước ngầm v.v... để xác định. Nếu yêu cầu hạ mực nước ngầm ở mức 4 - 5m có thể dùng giếng điểm một hàng, nếu yêu cầu hạ mực nước ngầm lớn hơn 6m có thể dùng giếng điểm hai cấp hoặc nhiều cấp. Nếu bề rộng hố móng nhỏ hơn 10m, thì có thể đón đầu hướng chảy của nước ngầm mà đặt giếng điểm một hàng. Khi diện tích hố móng lớn, có thể bố trí giếng điểm không khép kín hoặc giếng điểm khép kín (như hình vòng, hình chữ U), ống giếng điểm cách xa thành hố móng không nhỏ hơn 1 - 2m.

3. Khoan lỗ

Khoan lỗ thường dùng khoan xung kích (hoặc khoan quay). Làm lỗ bằng các phương pháp xọc lỗ, ống lồng và xói nước. Độ sâu khoan lỗ phải sâu hơn đáy ống lọc 0.5m để thuận lợi cho lắng đọng cát. Kịp thời dùng cát thô sạch để lấp chặt khoảng giữa thành lỗ đến giếng điểm, sau đó rửa giếng điểm (dùng nước máy hoặc máy nén không khí) cho đến khi nước trong. Cũng có thể khoan lỗ bằng phương pháp xói nước hoặc phương pháp ống lồng. Phương pháp ống lồng tức là dùng cách sục bằng nước để đưa ống lồng có đường kính 200 - 300mm chìm xuống đến độ sâu yêu cầu rồi lấp một tầng cát sỏi xuống đáy hố, cắm ống giếng điểm vào, dùng cát thô lấp kín vào khe giữa ống lồng với ống giếng điểm, rút ống lồng lên.

Phương pháp xói nước tức là dùng nước cao áp 0,4 - 1,0 N/mm^2 để sục vào tầng đất ở đầu dưới của ống giếng điểm, sau khi cho ống giếng điểm chìm xuống tới độ sâu yêu cầu thì lấp cát thô vào khoảng giữa thành lỗ và ống giếng điểm



Hình 9.5: *Sơ đồ bố trí hệ thống giếng điểm*

1. Sơ đồ chung; 2. Một hàng giếng khi hố móng hẹp;
3. Hai hàng giếng khi hố móng nông; 4. Giếng bố trí 2 cấp khi hố móng sâu

Từ mặt đất xuống đến độ sâu 0,5 - 1m, tất cả các ống giếng điểm đều phải được lấp kín bằng đất sét, để phòng rò khí.

4. Nối tiếp

Dùng ống nối để nối tiếp giữa ống giếng điểm với ống chính thu nước và máy bơm, hình thành một hệ thống hoàn chỉnh. Khi hút nước, đầu tiên phải cho chạy bơm chân không, hút không khí trong đường ống ra tạo thành chân không. Khi đó, nước ngầm và không khí trong đất chịu tác dụng của chân không hút vào trong két nước, không khí qua bơm chân không đẩy ra ngoài. Khi trong ống thu nước đã có khá nhiều nước mới mở máy bơm li tâm để hút nước.

5. Những điều chú ý khi sử dụng

Sau khi đã nối khép kín hệ thống hạ nước ngầm mới tiến hành hút thử nước. Nếu không thấy bị dò nước, dò khí, tắc bùn thì có thể chính thức sử dụng; phải khống chế độ chân không, trong hệ thống có lắp đồng hồ chân không, thông thường độ chân không không thấp hơn 55,3 - 66,7kPa. Khi đường ống giếng điểm bị dò khí, sẽ làm cho độ chân không không đạt được yêu cầu. Để bảo đảm hút nước liên tục, phải bố trí hai nguồn điện; chờ sau khi các phần công trình ngầm được lấp đất xong mới được tháo bỏ giếng điểm và lấp kín lỗ giếng điểm.

6. Ví dụ công trình thực tế

Hố móng sâu phức hợp của tháp phát thanh truyền hình Thượng Hải đặt sâu 12,5m, diện tích đáy móng ước 2700m^2, dùng phương thức ba cấp chắn giữ, hai cấp hạ nước ngầm, hai lần đào đất. Tức là đầu tiên đặt một cấp giếng điểm nhẹ trên mặt đất, sau đó tiến hành giai đoạn đào thứ nhất, đào đến - 5,3m, mở bờ thành, giữ thành bằng bêtông đá nhỏ có lưới thép, đây là chắn giữ cấp thứ nhất. Tại - 5,3m đặt cấp giếng điểm thứ hai rồi dựa vào nguyên tắc chống trước đào sau để làm hệ thống chống bên trong là cấp chắn giữ thứ hai, sau đó tiến hành giai đoạn đào đất thứ hai, đào đến -12,5m, sau đó làm cấp chắn giữ thứ ba cho hố cầu thang máy (sâu tới 20m); phương án này kết hợp giữa hạ nước ngầm với đào đất, đạt được hiệu quả khá tốt.

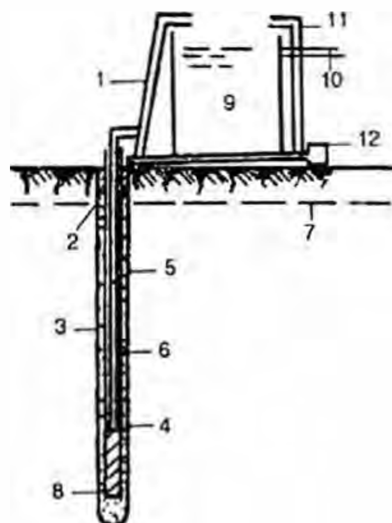
9.1.3. Phương pháp giếng điểm phun

Giếng điểm phun thường có 2 loại là phun nước và phun khí, hệ thống giếng điểm gồm vòi phun, bơm cao áp và đường ống tạo thành (hình 9.6).

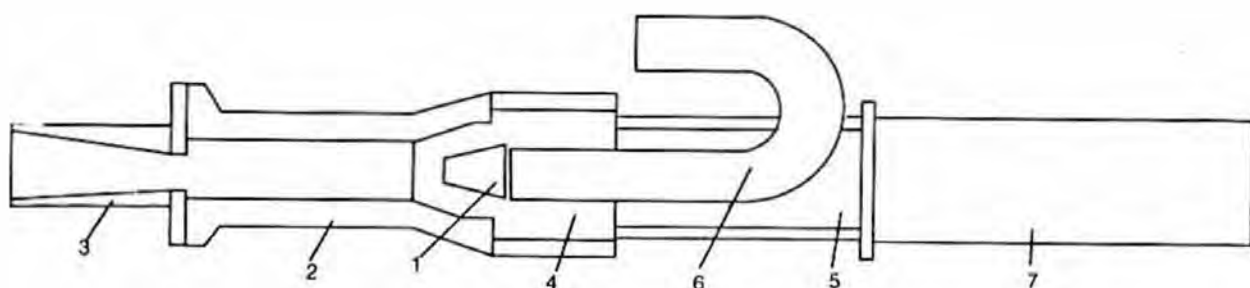
1. Thiết bị chủ yếu

1) Vòi phun (hình 9.7)

Nguyên lí làm việc của vòi phun là: Lợi dụng động năng của thể lỏng phun tốc độ cao, nước cao áp do máy bơm li tâm cấp chảy vào miệng phun (1) rồi phun ra với tốc độ cao, qua buồng hỗn hợp (2) tạo thành hạ thấp áp lực ở bên ngoài, gây ra áp lực âm

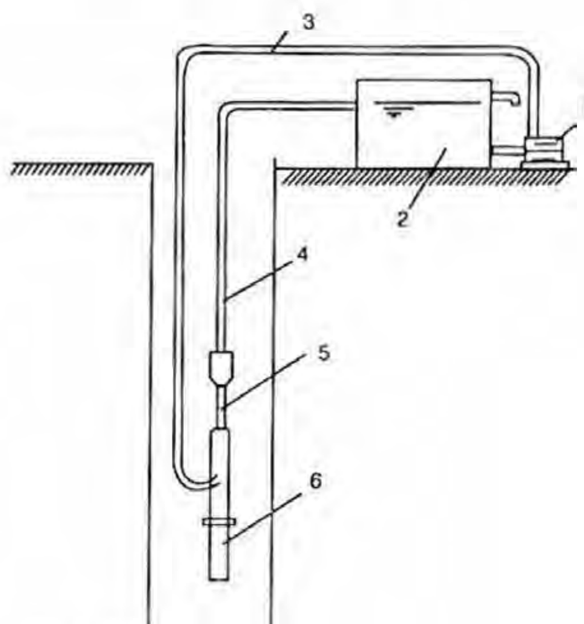


Hình 9.6: Sơ đồ làm việc của giếng điểm phun
1. Ống thoát nước chính; 2. Bịt miệng bằng đất sét; 3. Lấp cát; 4. Vòi phun; 5. Ống chính cấp nước; 6. Ống giếng điểm; 7. Nước ngầm; 8. Bộ lọc; 9 Két nước; 10. Ống tràn: 11. Ống điều áp; 12. Máy bơm.



Hình 9.7: Cấu tạo vòi phun
1. Miệng phun; 2. Buồng hỗn hợp; 3. Buồng khuếch tán; 4. Buồng hút nước; 5. Ống hút nước; 6. Ống phun; 7. Ống lọc.

và chân không, khi đó dưới áp suất khí quyển nước sẽ qua ống hút nước 5 vào buồng hút nước 4, nước hút vào sẽ hỗn hợp với dòng phun cao tốc trong buồng hỗn hợp 2, động năng của dòng phun sẽ truyền một phần của bản thân cho nước bị hút vào, làm cho động năng của nước hút vào tăng lên, dòng nước hỗn hợp vào buồng khuếch tán 3, do mặt cắt của buồng khuếch tán rất lớn, tốc độ chảy giảm đi, phần lớn động năng chuyển thành áp năng, đẩy nước buồng khuếch tán lên cao. Cấu tạo bộ vòi phun xem hình 9.8.



Hình 9.8: Cấu tạo giếng điểm phun
1. Bơm nước; 2. Két nước; 3. Ống nước công tác; 4. Ống nước lên; 5. Bộ vòi phun; 6. Ống lọc.

2) Bơm cao áp

Công suất 55kW, khoảng đẩy 70m lưu lượng 160 m^3/giờ mỗi bộ máy bơm cao áp có thể dùng cho 30 - 40 ống giếng điểm.

2. Hệ thống đường ống

Bố trí hệ thống đường ống và chôn ống giếng điểm có thể tham khảo theo như giếng điểm nhẹ, trên căn bản là giống giếng điểm nhẹ, khoảng cách của ống giếng 2 - 3m, giếng ống phải sâu hơn đáy ống lọc 1m trở lên. Có thể làm lỗ bằng phương pháp ống lồng hoặc là sau khi làm lỗ thì hạ lồng cốt thép để bảo vệ bộ vòi phun. Cứ hạ một ống giếng điểm lại nối thông ngay lập tức với ống chính (không nối ống hồi nước), ống đơn thử hút xả bùn, đo độ chân không, thường thì không được nhỏ hơn 93,3kPa, hút thử cho tới khi ống giếng ra nước trong mới thôi. Sau khi nối thông toàn bộ, qua hút thử, tiến hành tuần hoàn nước công tác xong mới được chạy chính thức, nước công tác phải bảo đảm trong sạch.

3. Ví dụ công trình thực tế

Hai toà nhà của bệnh viện Hữu nghị Trung Nhật, diện tích nhà ngầm 7000m^2, cạnh dài lớn nhất là 91,4m, rộng 41,5m, sâu - 8,86m, mực nước ngầm khoảng - 1,5m, tầng chứa nước là đất cát bột nặng, đất bột sét và cát bột, đã dùng 570 giếng điểm, tạo thành hai vòng khép kín, hiệu quả hạ mức nước ngầm rất tốt.

9.1.4. Giếng điểm ống

1. Xác định giếng điểm ống

Trước tiên phải xác định tổng lượng nước chảy vào hố móng, kiểm tra lượng nước giới hạn của một ống giếng, sau đó xác định số lượng giếng. Ống giếng do hai bộ phận tạo thành, một là ống thành giếng, một nữa là ống lọc nước. Ống thành giếng có thể dùng loại ống gang đúc, ống bêtông không cát, ống nhựa có đường kính từ 200 - 350mm. Ống lọc có thể dùng cốt thép hàn thành khung, bên ngoài bọc lưới lọc (mắt lưới 1 - 2mm), dài 2 - 3m (hình 9.9), cũng có thể dùng ống liền đục lỗ, bên ngoài bọc dây thép mạ kẽm (hình 9.10) hoặc dùng ống bêtông không cát.

2. Bố trí giếng điểm ống

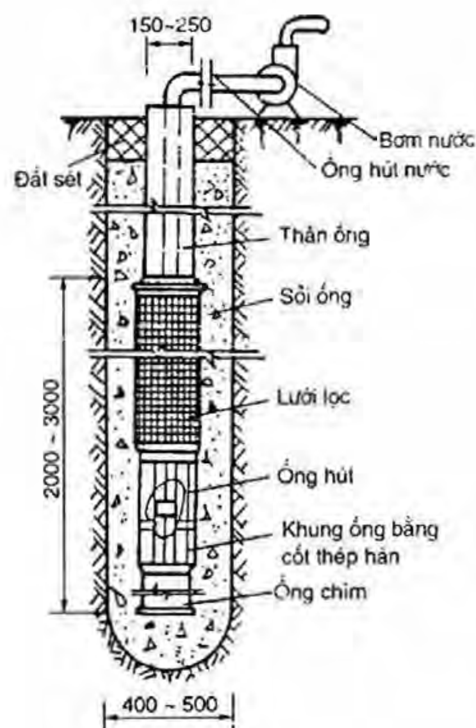
Bố trí giếng ống phân bố đều ở mép ngoài hố móng theo số lượng đã xác định. Khoan lỗ có thể bằng phương pháp ống lồng giữ thành bằng dịch sét, cũng có thể dùng khoan xoắn ốc, nhưng đường kính lỗ phải lớn hơn đường kính ngoài của giếng ống 15 - 250mm, rút hết bùn ở đáy ống ra, hạ giếng ống xuống, dùng ống chính để nối các giếng ống lại. Giữa thành lỗ và giếng ống lấp kín bằng sỏi 3 - 15mm để làm tầng lọc nước. Ống hút nước dùng loại ống cao su hoặc ống thép đường kính 50 - 100mm. Đáy ống phải ở bên dưới mực nước ngầm thấp nhất khi hút nước.

3. Rửa giếng

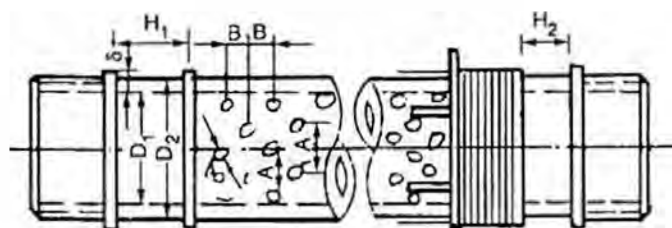
Ống gang đúc có thể rửa bằng pittông kéo lỗ trong ống và máy nén khí. Ống bằng các loại vật liệu khác rửa bằng máy nén khí, rửa đến khi nước trong mới thôi. Trong khi hút nước phải thường xuyên kiểm tra quan sát động cơ điện... và các thiết bị khác, đo mực nước ngầm, ghi lại lưu lượng của nước.

4. Ví dụ công trình thực tế

Một toà nhà nghiên cứu khoa học, tình hình địa chất đất sét bột là chủ yếu, cục bộ có kẹp lớp cát mịn, nước ngầm ở cốt - 4,8m, hố móng 84,8m × 24,8m, đáy hố sâu 4,4m (cốt - 5,45m), cốt hạ mực nước ngầm thực tế là - 6m, giếng ống sâu 12,5m, gián cách 18m, đường kính trong của giếng ống 500mm, sau khi hạ mực nước ngầm, bờ thành ổn định, hố móng khô ráo, hiệu quả tốt đẹp.



Hình 9.9: Giếng điểm ống



Hình 9.10: Ống lọc nước bằng gang đúc

9.1.5. Giếng điểm bơm sâu

Giếng điểm bơm sâu do bơm giếng sâu (hoặc bơm chìm giếng sâu) và lưới lọc ống giếng tạo thành.

1. Khoan lỗ

Khoan lỗ giếng có thể dùng máy khoan lỗ hoặc sục bằng nước, đường kính lỗ phải lớn đường kính ống giếng 200mm, độ sâu của lỗ phải tính đến trong khi hút nước cặn lắng phải có đủ một độ dày lắng đọng để tăng thêm độ sâu cho thoả đáng.

2. Bố trí ống giếng

Ống giếng phải đặt thẳng đứng, lưới lọc ống giếng phải đặt trong phạm vi thích đáng của tầng chứa nước, đường kính trong của ống giếng phải lớn hơn đường kính ngoài của bơm nước 50mm, giữa thành lỗ và ống giếng lấp bằng các vật liệu lớn hơn đường kính lỗ lưới lọc.

3. Bơm chìm

Dây dẫn điện của bơm chìm phải thật bảo đảm, động cơ điện của bơm giếng sâu phải có bộ phận trở nghịch, khi đổi bơm phải rửa sạch giếng lọc.

4. Ví dụ công trình thực tế

Đại lầu Trung tâm Quốc mậu Vũ Hán có diện tích đào $5000m^2$, sâu - 16,8m, bố trí giếng kết hợp cả bên trong và bên ngoài hố móng, giếng sâu 42 - 47m. Áp dụng phương pháp tăng dần số lượng giếng phun nước, chia từng lô để mở máy bơm, cố gắng làm cho độ dốc thuỷ lực được ổn định nhằm làm giảm ảnh hưởng lún cho mặt đất ở xung quanh. Chắn giữ hố móng lần lượt dùng cọc côngxon và cọc hai hàng, đỉnh cọc được nối liền bằng dầm bêtông cốt thép, những chỗ có thể đặt được thanh chống thì làm thanh chống bằng bêtông cốt thép, khi đào đất hố móng khô ráo, bảo đảm các gian nhà ngầm thi công thuận lợi.

9.1.6. Thiết kế giếng điểm nhẹ, giếng phun, giếng ống

1. Xác định độ sâu chôn ống giếng điểm

Độ sâu chôn ống phải bảo đảm sao cho mực nước ngầm được rút xuống sẽ sâu hơn cốt đáy hố móng 0,5 - 1m. Độ sâu chôn ống xác định bằng công thức sau (hình 9.11):

$$H = h_1 + h_2 + \Delta h + IL_1 + L \tag{9.4}$$

Trong đó:

H - độ sâu chôn ống giếng điểm (m);

h_1 - cự li từ mực nước ngầm đến đáy hố móng (m);

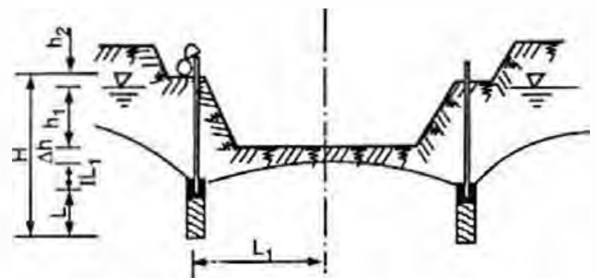
h_2 - cự li từ mực nước ngầm đến ống thu nước chính (m);

Δh - cự li an toàn từ mực nước ngầm đã hạ xuống tới đáy hố móng (m);

I - độ dốc thuỷ lực, thường lấy 1/10;

L_1 - cự li nằm ngang từ đường trung tâm của ống điểm giếng đến đường trung tâm của hố móng (m);

L - độ dài của ống lọc (m).



Hình 9.11: Độ sâu chôn ống giếng điểm

2. Xác định bán kính suy dẫn x_0 của hệ thống giếng điểm vòng

Áp dụng "phương pháp giếng lớn", cho hố móng hình chữ nhật chuyển đổi thành giếng tròn lớn lí tưởng với bán kính x_o, tính tổng lượng nước chảy vào giếng như giếng lớn (như công thức 9.1).

Hố móng hình chữ nhật:

$$x_o = \eta \frac{C + B}{4} \quad (9.5)$$

Trong đó:

B - chiều dài hố móng (m);

C - chiều rộng hố móng (m);

η - hệ số (có thể tra bảng 9.5).

Bảng 9.5. Hệ số η

C/B	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 - 1
η	1,0	1,05	1,08	1,2	1,14	1,16	1,17	1,16

Bán kính suy dẫn x_o của hố móng có hình dạng không vuông vắn là:

Khi B : C < 2 - 3, $$x_o = \frac{F}{\pi} = 0,565\sqrt{F} \quad (9.6)$$

Khi B : C > 2 - 3, $$x_o = \frac{P}{2\pi} = 0,159P \quad (9.7)$$

Trong đó:

F - diện tích hố móng có hình dạng không vuông vắn (m^2);

P - chu vi hố móng có hình dạng không vuông vắn (m).

3. Xác định bán kính ảnh hưởng hút nước R (công thức kinh nghiệm xem bảng 9.7)

$$R = \sqrt{x_o^2 + \frac{2KtH}{m}} \quad (9.8)$$

Trong đó:

t - thời gian, bắt đầu tính từ khi hút nước (2 - 5 ngày đêm) (ngày);

H - độ sâu tầng chứa nước (m);

K - hệ số thấm (m/ngày);

m - độ cấp nước của đất (hệ số cấp nước), tra bảng 9.6.

Bảng 9.6. Hệ số cấp nước m

Loại đất	Sỏi, cuội	Cát thô	Cát trung	Cát mịn	Cát bột	Đất sét bột	Đất sét	Than bùn
m	0,30 - 0,35	0,25 - 0,30	0,20 - 0,25	0,15 - 0,20	0,10 - 0,15	0,10 - 0,15	0,04 - 0,07	0,02 - 0,05

Bảng 9.7. Công thức kinh nghiệm tính bán kính ảnh hưởng

Hình vẽ	Công thức tính toán	Điều kiện thích dụng
Ghi chú: K - (m/ngày) k - (m/s) R, S_W, H - (m)	$R = 575S_W\sqrt{K}$ $R = 2S_W\sqrt{HK}$	Thích dụng với tầng nước ngầm trong cát, hút nước thành nhóm, đường kính giếng lớn, với giếng đường kính nhỏ (lỗ khoan), trị tính toán thiên về nhỏ, chỉ thích hợp với bán kính ảnh hưởng khi bắt đầu hút nước, nước có áp cũng có thể dùng công thức này, nhưng H là độ cao từ đáy tầng chứa nước đến mực nước động, với tầng nham khe nứt, R tính theo công thức này thường nhỏ hơn 2 - 5 lần.
Ghi chu K - (m/ngày) R - (m) S_W - (m)	$R = 3000S_W\sqrt{K}$ $R = 10S_W\sqrt{MK}$	Công thức này không kể đến độ dày tầng chứa nước, độ chính xác của nó hơi kém, nhưng với những tầng chứa nước có độ dày rất lớn mà thời gian hút nước lại khá dài thì có thể có số liệu tương đối chính xác, công thức này tính gần đúng với tầng nước có áp, nhưng hơi thiên về nhỏ.
Ghi chú: T - thời gian hút nước (h); t - thời gian hút nước (s); μ - độ cấp nước; k - hệ số thẩm thấu (m/s).	$R = \sqrt{\dfrac{6Hkt}{\mu}}$ $R = 60\sqrt{\dfrac{6HkT}{\mu}}$	Chỉ thích dụng với quá trình nước ngầm có dòng chảy không ổn định, khuyết điểm của nó là không bao gồm trong đó mối quan hệ giữa R với S, Q, thứ nữa là không đưa ra một hạn độ cho thời gian hút nước kéo dài T và t (nguyên tắc là trước khi phễu thấm nước đạt được ổn định), do đó, trong trường hợp thời gian hút nước kéo dài khác nhau, trị R có thể chênh nhau rất lớn.

Bảng 9.7. (tiếp theo)

Hình vẽ	Công thức tính toán	Điều kiện thích dụng
	$R = \sqrt{\dfrac{3,68Hkt}{m}}$ $R = 4,7\sqrt{\dfrac{6Hkt}{\mu}}$ $R = 7,4\sqrt{\dfrac{6HKT}{\mu}}$	Chỉ thích ứng dụng với nước ngầm có áp

4. Tính tổng lưu lượng nước chảy vào hố móng

1) Khi hố móng hẹp và dài, dùng công thức sau để tính tổng lưu lượng nước chảy vào hố móng:

$$Q = KB\frac{H^2 - h^2}{k} \tag{9.9}$$

Trong đó:

Q - tổng lưu lượng nước chảy vào hố móng (m^3/ngày);

H - bề dày của tầng chứa nước (m);

h - mực nước trên thành hố móng tính từ đáy lớp cách nước (m);

B - bề dài hố móng (m);

K - hệ số thấm (m/ngày).

R - bán kính ảnh hưởng hút nước (m).

(1) Khi hố móng hoàn chỉnh theo hướng chảy của nước ngầm thì dùng công thức sau:

$$Q = \frac{KB(2H - S)S}{R} + \frac{1,37K(2H - S)S}{lgk - lgc/2} \tag{9.10}$$

Trong đó:

S - trị số hạ xuống của mực nước ngầm (m);

c - bề rộng hố móng (m).

(2) Khi hố móng hoàn chỉnh theo hướng chảy của nước chịu áp thì dùng công thức sau;

$$Q = \frac{2KMBS}{R} + \frac{2,73KMS}{lgR - lgc/2} \tag{9.11}$$

Trong đó:

M - bề dày của tầng chứa nước (m).

2) Khi hố móng không phải là dài và hẹp thì tính theo phương pháp giếng lớn

(1) Công thức tính lượng nước ngấm vào hố móng của nhóm giếng nước ngầm:

$$Q = \frac{1,366K(H^2 - h_c^2)}{\lg(R + x_o) - \lg x_o} \qquad (9.12)$$

Trong đó:

H - bề dày của tầng chứa nước ngầm (m);

R - bán kính ảnh hưởng của một giếng (m);

h_c - độ cao cột nước ở trung tâm hố móng (m).

(2) Công thức tính lượng nước thấm vào hố móng của nhóm giếng có áp:

$$Q = \frac{2,732KM(H^o - h_c)}{\lg(R + x_o) - \lg x_o} \qquad (9.13)$$

Trong đó:

H_o - độ cao cột nước của tầng chứa nước có áp (m);

M - bề dày tầng chứa nước có áp (m).

5. Tính lượng nước vào lớn nhất của mỗi ống giếng điểm (lượng nước giới hạn)

$$q = 120\pi r_w L \sqrt[3]{K} \qquad (9.14)$$

Trong đó:

r_w - bán kính ống lọc (m);

L - chiều dài ống lọc (m);

K - Hệ số thấm (m/ngày).

6. Xác định số giếng điểm

$$n = Q/q \qquad (9.15)$$

Trong đó:

n - số ống giếng điểm;

Q - tổng lượng nước chảy vào hố móng (m^3/ngày);

q - lượng nước lớn nhất của 1 ống giếng điểm (m^3/ngày).

7. Tìm cự li giữa các ống giếng điểm

$$D = \frac{L}{n} \qquad (9.16)$$

8. Lựa chọn thiết bị hút nước

$$n = \frac{aQH}{75\eta_1\eta_2} \quad (9.17)$$

Trong đó:

H - tổng độ cao bao gồm cả khoảng đẩy, khoảng hút và các tổn thất cột nước do các loại lực cản tạo thành (m);

a - hệ số an toàn, thường lấy là 2;

η_1 - hiệu suất máy bơm, lấy 0,4 - 0,5;

η_2 - hiệu suất của máy động lực, lấy 0,75 - 0,85.

9.1.7. Thiết kế và thi công giếng điểm thấm

1. Ống giếng

Thường dùng loại ống thép hoặc ống nhựa có đường kính ống 25 - 300mm, tương ứng với lớp đất chứa nước và lớp thấm nước, ống ở chỗ này phải có lỗ, bên ngoài có quấn dây thép mạ kẽm hoặc lưới nilông (mắt 20 - mắt 40) để làm ống lọc.

2. Khoan lỗ

Có thể dùng phương pháp máy khoan xoắn dài hạ ống nước có áp lực hoặc hạ ống bằng máy khoan xung kích, máy khoan địa chất công trình. Đường kính lỗ lớn hơn đường kính ống 100 - 300mm. Sau khi khoan lỗ đến độ sâu yêu cầu, làm sạch bùn trong lỗ rồi, hạ ống. Bộ phận ống lọc nhất thiết phải tương ứng với tầng chứa nước tầng trên và tầng thấm nước tầng dưới. Giữa thành lỗ với thành ống phải lấp bằng vật liệu hạt, quy cách xem bảng 9.8.

Bảng 9.8. Quy cách vật liệu hạt

Tên tầng đất	Quy cách vật liệu hạt (mm)	Cự li quấn dây (mm)
Cát mịn, trung	2 - 4	0,75 - 1,0
Cát thô, cát sỏi	4 - 6	2,0
Sỏi, đá cuội	8 - 15	3,0

3. Bố trí giếng điểm

Căn cứ vào tổng lưu lượng nước thấm vào hố móng để xác định lưu lượng nước thấm giới hạn vào một giếng điểm thấm, rồi từ đó xác định số lượng giếng điểm thấm, bố trí đều ở xung quanh hố móng, hạ ống giếng xuống và lấp bằng vật liệu hạt, rửa giếng (dùng không khí nén hoặc nước máy), cho đến khi trong giếng xuất hiện nước trong thì dừng.

4. Thiết kế giếng điểm thấm

1) Tính độ sâu mực nước thiết kế có thể theo công thức (9.4) (xem hình 9.11):

$$H = S + H_2 + IL \quad (9.18)$$

Trong đó:

S - độ hạ thấp mực nước yêu cầu (m);

H_2 - độ sâu mực nước của tầng trên (m);

L - cự li nằm ngang từ giếng điểm đến trung tâm hố móng (m);

I - độ dốc thuỷ lực.

2) Tính lưu lượng nước Q dự định hạ xuống.

$$Q = \frac{\pi K(2H_1 - S)S}{\ln R/x_o} \quad (9.19)$$

Trong đó:

K - hệ số thấm của tầng chứa nước ở bên trên (m/ngày);

H_1 - bề dày bình quân của tầng chứa nước ở bên trên (m);

S - độ sâu hạ mực nước yêu cầu (m);

R - bán kính ảnh hưởng (m);

x_o - bán kính suy dẫn (m).

3) Tính theo giếng nước chịu áp hoàn chỉnh

Độ cao mực nước hỗn hợp h' tự thấm tính theo công thức sau:

$$h' = \frac{Q\ln(R/x_o)}{2\pi KM} + H_o \quad (9.20)$$

Trong đó:

Q - lượng nước dự định phải hạ (m^3/ngày);

H - chiều cao cột nước tính từ đáy của tầng chứa nước có áp ở bên dưới (m);

M - bề dày tầng chứa nước có áp tự thấm ở bên dưới (m);

K - hệ số thấm của tầng tự thấm ở bên dưới, xem bảng 9.9 (m/ngày).

4) Tầng tự thấm và tầng nước ngầm có áp

Khi tầng tự thấm là tầng nước có áp, tính theo công thức sau:

$$h' = \frac{Q\lg R/x_o}{1,366K} + H_1^2 \quad (9.21)$$

Trong đó:

Q - lượng nước dự định hạ xuống (m^3/ngày);

H_1 - bề dày tầng nước ngầm của tầng tự thấm ở bên dưới (m).

Bảng 9.9. Trị số kinh nghiệm của hệ số thẩm thấu

Lớp đất	Hạt của lớp đất		Hệ số thẩm thấu K (m/ngày)
	Đường kính hạt (mm)	Trọng lượng chiếm theo %	
Đất sét bột			0,05
Đất bột sét			0,05 - 0,1
Đất sét bột			0,1 - 0,25
Cát - đất mịn			0,5 - 1
Cát bột	0,05 - 0,1	< 70	1 - 5
Cát mịn	0,1 - 0,25	> 70	5 - 10
Cát trung	0,25 - 0,5	> 50	10 - 25
Cát thô	0,5 - 1,0	> 50	25 - 50
Cát cực thô	1 - 2	> 50	50 - 100
Sỏi có lẫn cát			75 - 150
Sỏi có kèm cát khô			100 - 200
Sỏi trôi			200 - 500
Đá nổi lớn hạt tròn			500 - 1000

Ghi chú: *Có thể thử bơm hút nước để xác định K hoặc lấy theo số liệu kinh nghiệm của địa phương.*

Trong trường hợp giếng hút nước không đặt sâu tới tầng đất không thấm ta sẽ có giếng không hoàn chỉnh (partial penetration). Lúc này tổng lưu lượng nước Q chảy vào hố móng và độ cao mực nước cần hạ h_D sẽ được tính toán theo các trường hợp dưới đây:

- Tháo nước cho các hào hẹp

- *Trường hợp 1*: Giếng được bố trí một bên, nước ngầm trọng lực, tầng chứa nước không hạn chế, nguồn nước: sông hoặc dòng chảy tương tự.

Các kí hiệu (xem hình 9.12a, b):

x - chiều dài của hào (m);

H - chiều cao mực nước tĩnh (m);

h_o - độ cao mực nước trong giếng (m);

h_s - độ chênh cao mực nước trong và ngoài giếng, thường rất nhỏ, xấp xỉ 0,001H (m);

k - hệ số thấm của đất (m/s);

R_o - khoảng cách tới nguồn dòng, lấy bằng bán kính ảnh hưởng R_o (m).

Lưu lượng nước chảy vào trong giếng (hình 9.12a):

$$Q = \left[\left(0{,}73 + 0{,}27\frac{(H - h_o)}{H} \right) \frac{kx}{2R_o} (H^2 - h_o^2) \right] (m^3/s) \tag{9.22}$$

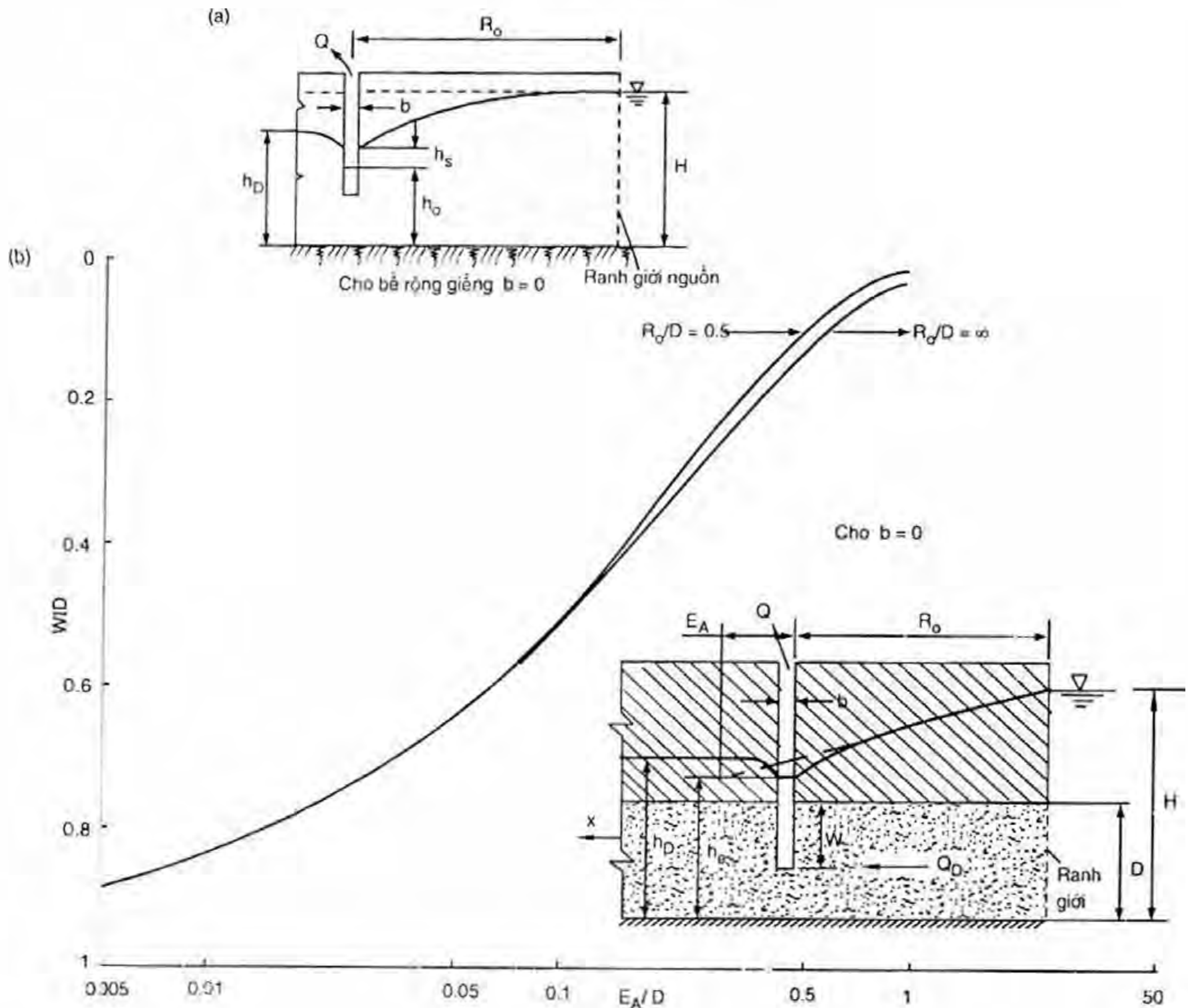
Và đỉnh dòng tính từ mái lớp không thấm nước:

$$h_D = h_o \left[\frac{1{,}48}{R_o} (H - h_o) + 1 \right] \tag{9.23}$$

+ *Trường hợp 2*: Giếng bố trí 1 bên, nước có áp (giếng phun/tự chảy) (hình 9.12b):

$$Q = \left[\frac{kDx(H - h_o)}{R_o + E_A} \right] (m^3/s) \tag{9.24}$$

$$h_D = \frac{E_A (H - h_e)}{R_o + E_A} + h_e \tag{9.25}$$



Hình 9.12: Giếng hút không hoàn chỉnh 1 hàng với 1 nguồn nước
a) Giếng trong điều kiện trọng lực; b) Giếng tự chảy, biểu đồ W/D – E_A/D.

Trong đó:

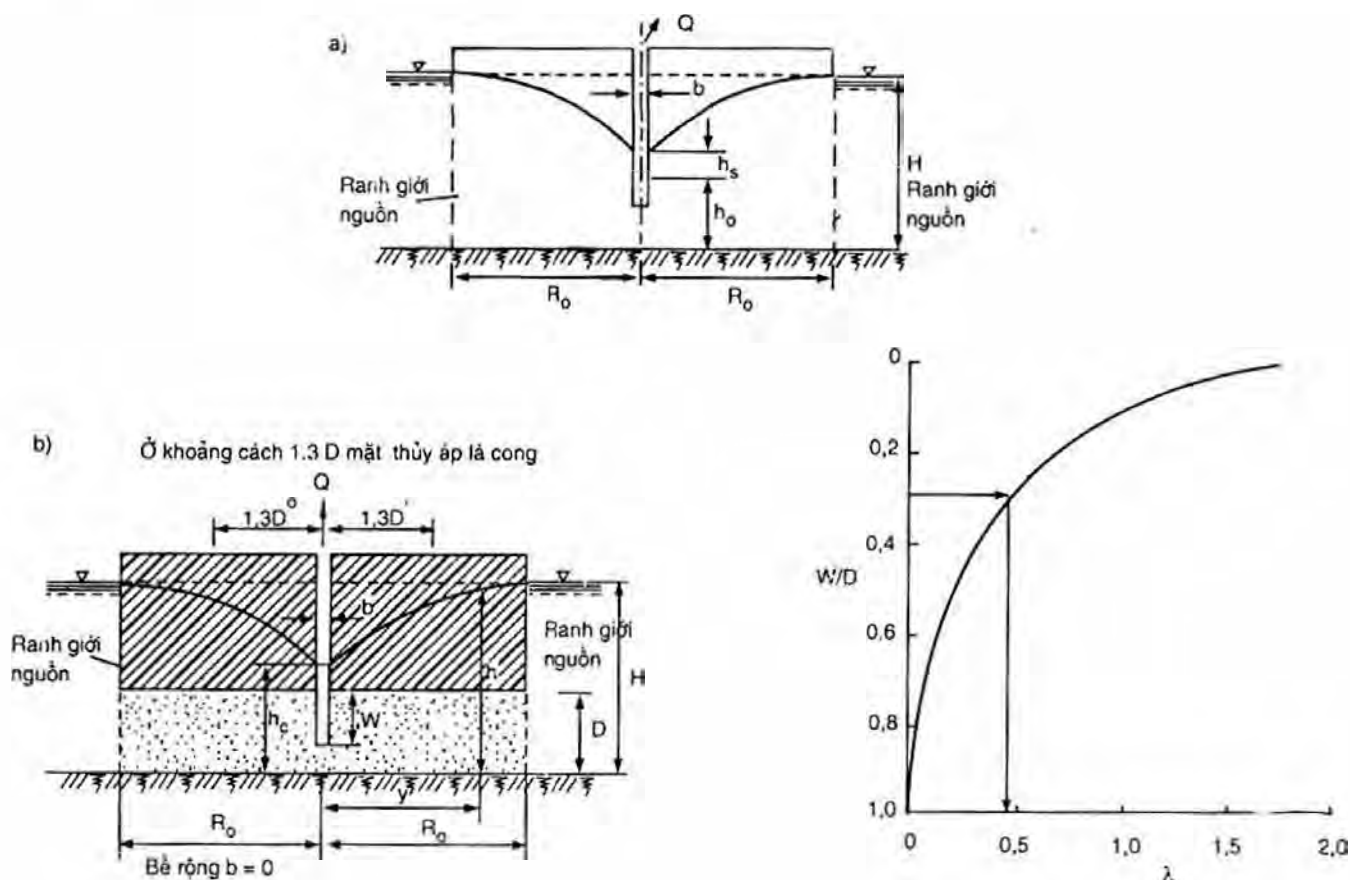
E_A - xác định theo biểu đồ trên hình 9.12b phụ thuộc vào bề dày tầng thấm D và độ sâu của giếng trong tầng thấm W;

h_c - độ cao của mực nước trong giếng tự chảy (m);

- *Trường hợp 3*: Giếng không hoàn chỉnh bố trí 1 hàng ở 1 bên hào đào trong tầng chứa nước trọng lực ở giữa 2 nguồn cấp nước hay hai sông khi hào hẹp. Lưu lượng của giếng (hình 9.13a):

$$Q = \left[\left(0{,}73 + 0{,}27\frac{(H - h_o)}{H}\right)\frac{kx}{R_o}(H^2 - h_o^2)\right](m^3/s) \quad (9.26)$$

Mansur và Kaufman cho rằng công thức giếng như trong trường hợp 1 và 2, đều dựa trên các nghiên cứu mô hình của Chapman về dòng trọng lực từ một nguồn cấp tới một giếng đơn không hoàn chỉnh. Thí nghiệm mô hình cho thấy có sự bất thường nhỏ và công thức này nên được xem xét chỉ khi cần tính lưu lượng với yêu cầu phải hạ thấp nhiều mực nước.



Hình 9.13: Giếng không hoàn chỉnh bố trí 1 hàng ở giữa 2 nguồn nước: a) Điều kiện nước trọng lực; b) Điều kiện tự chảy, biểu đồ W/D

+ *Trường hợp 4*: Giếng tự chảy, không hoàn chỉnh, nằm giữa 2 nguồn cấp nước khi hào đào hẹp, giếng ở một phía, có 2 nguồn nước cấp hoặc 2 sông (hình 9.13b).

Tổng lưu lượng:

$$Q = \frac{2kDx(H - h_e)}{R_o + \lambda D} \tag{9.27}$$

Tại khoảng cách y tới trục giếng khi y lớn hơn 1,3D, cao độ h tăng tuyến tính theo y và được biểu diễn bởi công thức sau:

$$h = h_e + (H - h_e)\left(\frac{y + \lambda D}{R_o + \lambda D}\right) \tag{9.28}$$

Trong đó: λ là hệ số phụ thuộc tỉ số giữa độ chôn sâu của giếng W và chiều dày tầng chứa nước D (hình 9.13b). Trong hình, W là độ sâu của đáy giếng kể từ mặt trên của tầng chứa nước.

- Tháo nước cho các hào rộng hay hố đào hình chữ nhật nhỏ:

+ *Trường hợp 5*: Giếng không hoàn chỉnh bố trí thành 2 hàng nằm 2 bên hào/hố đào với 2 nguồn cấp nước trọng lực (hình 9.14a).

Tổng lưu lượng của 2 giếng lấy gấp đôi khi bố trí 1 giếng tính theo công thức (9.22) từ trường hợp 1 trên đây còn độ cao mực nước sẽ được hạ tính bằng công thức:

$$h_D = h_e\left[\frac{C_1C_2}{L}(H - h_o) + 1\right] \tag{9.29}$$

C_1 và C_2 cho trong hình 9.14a.

Chú ý rằng: đối với các hố móng rộng có dạng hình vuông, các giếng tháo nước sẽ phải tính cho cả 4 cạnh của hố. Để duy trì đầy đủ khả năng bơm hút cần phải tính tổng lưu lượng Q một cách riêng biệt cho mỗi cạnh đối nhau của hố đào.

+ *Trường hợp 6*: Giếng tự chảy, không hoàn chỉnh, bố trí thành 2 hàng ở 2 bên cạnh đối xứng của hố và nằm giữa 2 nguồn nước hoặc dòng sông song song. Áp dụng cho hào/hố đào có 2 hàng giếng tháo nước, tự chảy nằm giữa 2 nguồn (hình 9.14b).

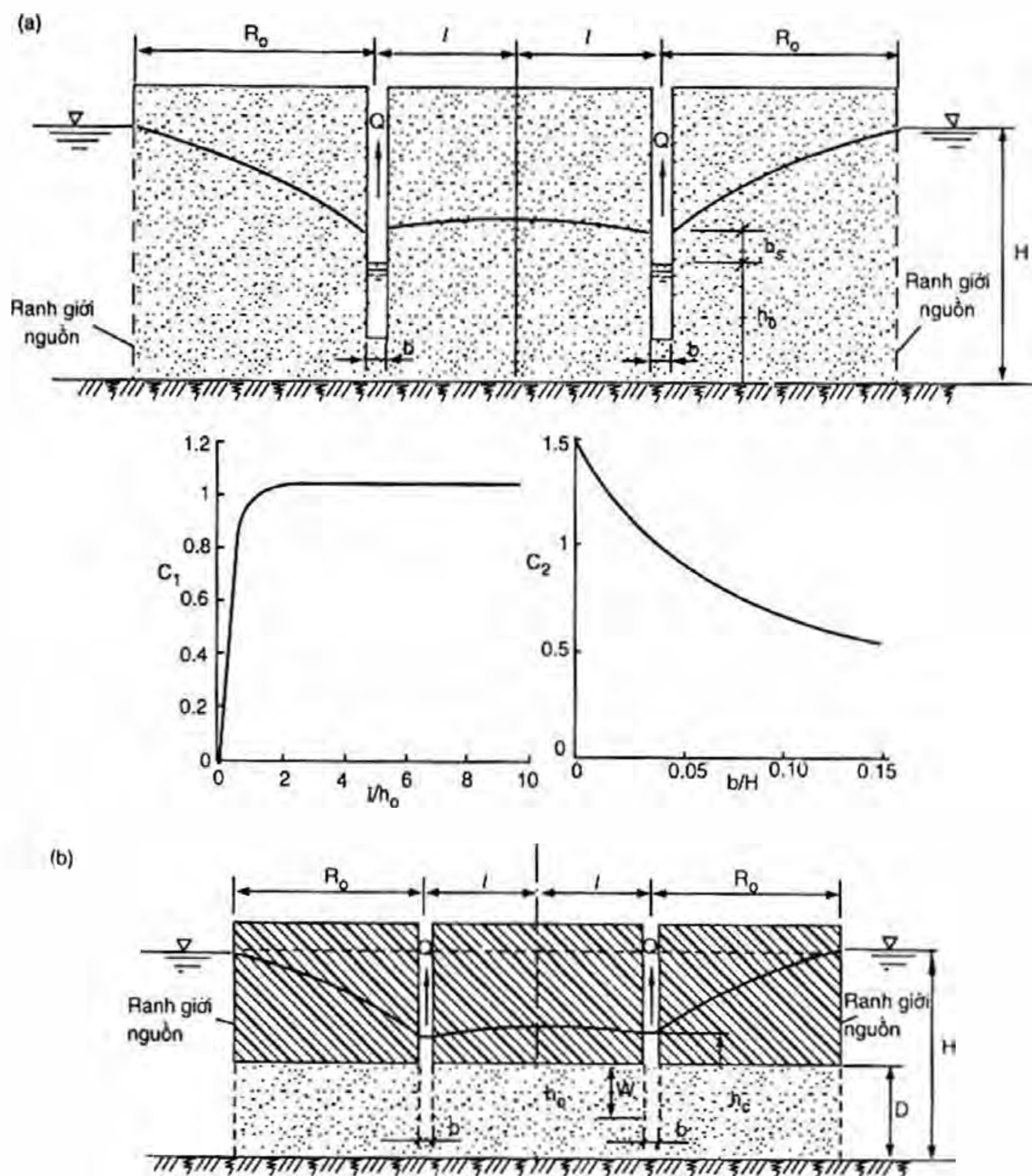
Q là tổng lưu lượng của 2 giếng và lấy gấp đôi so với một nguồn tính từ công thức (9.24), giá trị E_A cũng xác định từ biểu đồ 9.12b của trường hợp 2. Độ cao mực nước được hạ thấp h_D giữa 2 giếng có thể tính theo công thức (9.25) (trừ trường hợp các giếng đặt rất gần nhau thì việc duy trì khả năng tháo nước lấy theo tính toán).

Tháo nước cho hố móng có mặt bằng chữ nhật hoặc vuông không có cọc bản cừ

+ *Trường hợp 7*: Giếng hoàn chỉnh (full penetration) hạ vào trong tầng chứa nước trọng lực với nguồn nước bao tròn chung quanh. Áp dụng để tính toán việc tháo nước cho hố móng hình chữ nhật hoặc vuông, tầng chứa nước không hạn chế (hình 9.15a).

Theo định luật Darcy ta có:

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\log_e(R_o/r_w)} \tag{9.26}$$



Hình 9.14: Giếng không hoàn chỉnh bố trí 2 hàng ở giữa 2 nguồn nước
a) Điều kiện trọng lực, biểu đồ $C_1 - l/h_o$ và $C_2 - b/H$; b) Điều kiện tự chảy.

và khoảng hạ (H - h) tại khoảng cách r tới giếng có thể tính như sau:

$$(H^2 - h^2) = \frac{Q}{\pi k} \log_e (R_o/r) \tag{9.27}$$

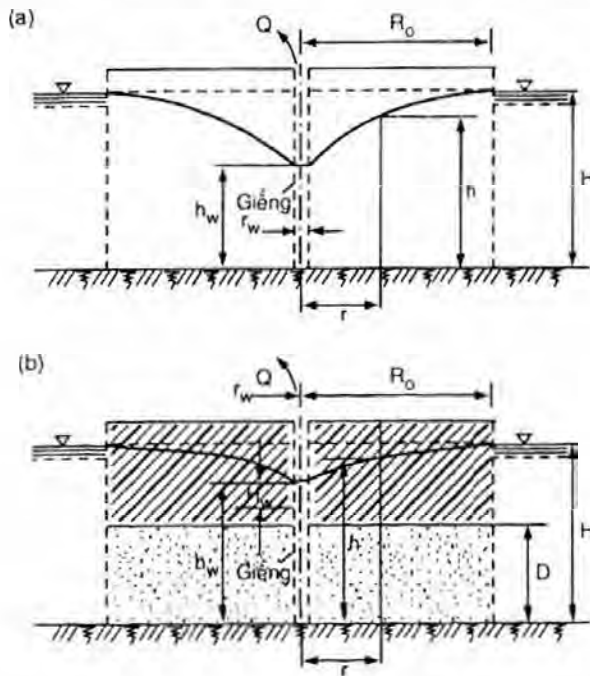
+ *Trường hợp 8*: như trên nhưng với giếng tự chảy (hình 9.15b)

$$Q = \frac{2\pi k D(H - h_w)}{\log_e (R_o/r_w)} \tag{9.28}$$

và khoảng hạ (H - h) tại khoảng cách r tới giếng có thể tính như sau:

$$(H - h) = \frac{Q}{2\pi kD}\log_e(R_o/r) \qquad (9.29)$$

+ *Trường hợp 9*: Khi các giếng được bố trí theo hình tròn (hình 9.15b) trong tầng chứa nước tự chảy, ta tính lưu lượng Q theo kết quả nghiên cứu của Forchheimer:



Hình 9.15: Giếng hoàn chỉnh, 1 giếng với nguồn nước hình tròn bao quanh
a) Điều kiện nước trọng lực;
b) Điều kiện nước tự chảy.

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_e^2)}{\log_e R_o - \log_e a)} \qquad (9.30)$$

Trong đó:

Q - tổng lưu lượng của dãy giếng bố trí hình tròn;

a - bán kính của dãy giếng bố trí quanh móng kể từ tâm hố đào;

h_e - độ cao mực nước bên trên tầng không thấm tại tâm vòng tròn của dãy giếng.

9.18. Thi công giếng điểm điện thấm

Nguyên lí hoạt động hạ mực nước của giếng điểm điện thấm là lấy ống giếng điểm làm cực âm, lấy ống thép φ50 - 75mm hoặc cốt thép φ25mm trở lên làm cực dương, cực âm ở phía bên ngoài, cực dương ở phía bên trong của ống giếng điểm và được chôn thẳng đứng. Dùng dây điện hoặc cốt thép lần lượt nối thông hai cực âm dương và nối với máy phát điện, khi cho dòng điện một chiều mạnh chạy qua cực dương, hạt đất mang điện âm di động về phía cực dương, nước lỗ rỗng mang điện dương di động về phía cực âm sẽ sinh ra hiện tượng điện thấm. Dưới tác dụng của điện thấm và chân không, nước trong đất sẽ dồn về gần giếng điểm, thực hiện hút nước liên tục sẽ có thể hạ thấp mực nước.

1. Cực âm

Lấy ống giếng điểm, có thể dùng phương pháp làm lỗ giếng điểm nhẹ làm cực âm.

2. Cực dương

Chôn thẳng đứng, phải sâu hơn ống giếng điểm 50cm, khoảng cách xa với cực âm khoảng 0,8 - 1,5m (khi dùng giếng điểm nhẹ là 0,8 - 1,0m, khi dùng giếng điểm phun khoảng 1,2 - 1,5m), cao khỏi mặt đất 20 - 40mm, thường thì số lượng cực âm cực dương bằng nhau, sắp xếp song song xen kẽ, khi cần thiết có thể tăng thêm số lượng cực dương.

3. Máy phát điện

Dùng máy phát điện một chiều hoặc máy hàn điện, công suất yêu cầu được tính theo công thức sau:

$$P = \frac{UJF}{1000} \qquad (9.31)$$

Trong đó:

P - công suất máy hàn điện (máy phát điện);

U - điện áp điện thấm, thường là 45 - 65V;

J - mật độ dòng điện khoảng 0,5 - 1 A/m^2;

F - diện tích điện thấm (m^2), F = độ sâu dẫn điện nhân với chu vi giếng điểm.

Khi hạ mực nước, phải cho điện chạy gián đoạn, sau khi làm việc 24 giờ lại nghỉ 2 - 3 giờ để phòng điện trở của đất tăng lớn.

4. Ví dụ công trình thực tế

Nhà chính khách sạn Tân Cẩm Giang Thượng Hải cao 153m, diện tích chiếm đất của móng khoảng 6800m^2, móng đào sâu 9,1m, cục bộ có chỗ sâu 11,5m, móng nhà chính đặt trên tầng đất sét bùn, mực nước tĩnh dưới đất cách mặt đất 0,65 - 1,05m. Đồng thời sử dụng cả giếng điểm phun và giếng điểm điện thấm, hiệu quả hạ mực nước của giếng điểm điện thấm cực kì rõ rệt, sau khi rút nước 18 ngày, lấy mẫu đất trong tầng đất sâu 5m, lượng ngậm nước từ 46,17% hạ xuống còn 37,1%.

9.2. ĐÀO ĐẤT

Đào đất hố móng thường hay gặp phải một số vấn đề đặc biệt, nhất là với hố móng sâu. Những vấn đề này nhất thiết phải được xử lí thoả đáng mới có thể bảo đảm cho công việc đào đất được tiến hành thuận lợi. Vấn đề rất thường hay gặp phải là việc xử lí nước ngầm và việc chống giữ hố móng, hai vấn đề này có khi song song tồn tại, có khi một trong hai vấn đề đó lại nổi lên thành chủ yếu. Do đó, trong khi đào hố móng, nhất thiết phải kết hợp chặt chẽ với tình hình địa chất thuỷ văn để lựa chọn được phương án chắn giữ hố móng và hạ mực nước ngầm thoả đáng.

9.2.1. Ổn định thành hố móng

Tỉ số giữa khả năng chống trượt của đất với lực gây trượt trong điều kiện không xẩy ra trượt dốc hoặc sụt lở của thành hố dưới tác động của trọng lượng bản thân, của tải trọng nằm gần thành hoặc các tải trọng khác..., là tính ổn định của thành hố móng.

Mục đích của việc tính toán ổn định là tìm ra được mặt trượt nguy hiểm nhất, là tỉ số giữa mômen chống trượt với mômen trượt của tất cả các lực trên mặt trượt ấy gây ra, tỉ số này: chính là hệ số an toàn ổn định. Tìm mặt trượt nguy hiểm nhất, thường phải qua tính thử nhiều lần, đưa ra được một loạt trị số K. Lấy mặt trượt có trị số K nhỏ nhất làm mặt trượt nguy hiểm nhất:

$$K_{min} = \frac{M_R}{M_S} \geq 1,2 \qquad (9.32)$$

Trong đó:

K_{min} - hệ số an toàn ổn định trên mặt trượt nguy hiểm nhất;

M_R - mômen chống trượt;

M_S - mômen trượt.

9.2.2. Quy định về độ dốc

Độ dốc thành hố khi đào đất có ảnh hưởng rất lớn đối với ổn định của thành. Trong quy phạm thi công nghiệm thu đã quy định rất rõ về độ dốc thành hố sử dụng tạm thời trong một thời gian tương đối dài. Thường khi đào sâu từ 5m trở lại với loại đất có độ ẩm tự nhiên, cấu tạo đồng đều, điều kiện địa chất thuỷ văn tốt lại không có nước ngầm thì độ dốc của thành có thể chọn theo bảng 9.10a, b, c.

Bảng 9.10a. Độ dốc lớn nhất của thành hố móng có độ sâu ≤ 5m (không có chống đỡ)

Tên loại đất	Độ dốc thành hố		
	Đào đất bằng nhân công và đổ đất lên miệng hố	Đào đất bằng máy	
		Đào đất ở dưới đáy hố móng	Đào đất ở trên bờ máng móng
Đất cát	1 : 1	1 : 0,75	1 : 1
Đất bột cát	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,75
Đất sét bột	1 : 0,50	1 : 0,33; 1 : 0,75	
Đất sét	1 : 0,33	1 : 0,25	1 : 0,67
Đất có sỏi, cuội	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,75
Nham than bùn	1 : 0,33	1 : 0,25	1 : 0,67

Bảng 9.10b. Mái dốc theo chất đất

Loại đất	Độ chặt hoặc trạng thái	Trị độ dốc cho phép (tỉ số cao rộng)	
		Dốc cao < 5m	Dốc cao 5 - 10m
Đất đá sỏi	Chặt Chặt vừa Hơi chặt	1 : 0,35 ~ 1 : 0,50 1 : 0,50 ~ 1 : 0,75 1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75 1 : 0,75 ~ 1 : 1,00 1 : 1,00 ~ 1 : 1,25
Đất bột	$S_r \leq 0,5$	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25	1 : 1,25 ~ 1 : 1,50
Đất sét bột	Rắn chắc Rắn dẻo Có thể nặn	1 : 0,75 1 : 1,00 ~ 1 : 1,25 1 : 1,25 ~ 1 : 1,50	
Đất sét	Rắn chắc Rắn dẻo	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00 1 : 1,00 ~ 1 : 1,25	1 : 1,00 ~ 1 : 1,25 1 : 1,25 ~ 1 : 1,50
Đất sét tàn tích nham hoa cương	Rắn dẻo Có thể nặn	1 : 0,75 ~ 1 : 1,10 1 : 0,85 ~ 1 : 1,25	
Đất lấp tạp	Phế thải xây dựng chặt vừa hoặc chặt chắc	1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	
Đất cát		1 : 1,00 (hoặc góc nghỉ tự nhiên)	

Ghi chú: *S_r – độ bão hoà nước của đất.*

Bảng 9.10c. Mái dốc nham thạch

Loại nham thạch	Mức độ phong hoá	Trị độ dốc cho phép (tỉ số cao rộng)	
Nham thạch rắn	Phong hoá ít Phong hoá vừa Phong hoá mạnh	1 : 0,10 ~ 1 : 0,20 1 : 0,20 ~ 1 : 0,35 1 : 0,35 ~ 1 : 0,50	1 : 0,20 ~ 1 : 0,35 1 : 0,35 ~ 1 : 0,50 1 : 0,50 ~ 1 : 0,75
Nham thạch mềm	Phong hoá ít Phong hoá vừa Phong hoá mạnh	1 : 0,35 ~ 1: 0,50 1 : 0,50 ~ 1 : 0,75 1 : 0,75 ~ 1 : 1,00	1 : 0,50 ~ 1 : 0,75 1 : 0,75 ~ 1 : 1,00 1 : 1,00 ~ 1 : 1,25

Ghi chú: *Trong bảng, vật lấp kín của đất đá sỏi là đất sét rắn chắc hoặc rắn dẻo.*

Khi đào hố móng nếu có phân cấp cho mái dốc thì phải dùng sân phẳng quá độ để phân cấp và lúc thi công phải đào theo nguyên tắc: trên thì dốc dưới thì thoải.

9.2.3. Máy đào đất thường dùng

1. Máy đào đất gàu ngược

Có thể đào được đất ở chỗ thấp hơn mặt đất đứng máy, đổ đất vào xe và vận chuyển ra xa thích hợp với đào đất cát và đất sét, độ sâu đào 4 - 6m. Khi đào đất phải phối

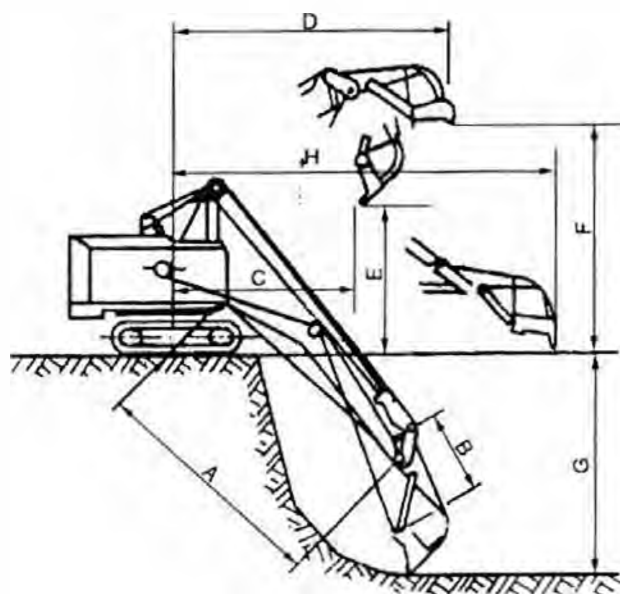
hợp với xe tải tự đổ và máy ủi đất. Tính năng kĩ thuật của máy xem bảng 9.11, với hình 9.16 kèm theo, nhà thầu có thể tham khảo máy của nhiều hãng khác nhau để lựa chọn.

Bảng 9.11. Tính năng kĩ thuật của máy đào đất xúc ngược do Trung Quốc chế tạo

Kí hiệu theo hình 9.16	Hạng mục	Loại máy			
		W50 WD50	W60	W100 WD100	W100A WD100A
	Dung lượng gàu xúc (m^3)	0,50	0,60	1	1
A	Độ dài cánh tay (m)	5,50	5,20	7,00	6,30
B	Độ dài cán gàu (m)	2,80	2,70	2,66	1,11
C	Bán kính bắt đầu nhả đất (m)	5,00		5,16	
D	Bán kính điểm cuối nhả đất (m)	8,10	7,10	8,55	10,20
E	Độ cao bắt đầu nhả đất (m)	2,30		4,06	
F	Độ cao điểm cuối nhả đất (m)	5,26	6,40	6,80	6,30
G	Độ sâu đào đất lớn nhất (m)	5,56	5,20	6,50	6,80
H	Bán kính đào đất lớn nhất (m)	9,20	8,80	10,85	12,00
	Tốc độ nâng gầu xúc (m/s)	1,05	0,512	0,333	0,350
	Tốc độ dẫn gầu xúc (m/s)	0,96	0,435	0,400	0,520
	Áp lực bình quân lên mặt đất (N/mm^2)	0,062	0,079	0,093	0,090
	Trọng lượng máy (t)	20,50	19,00	42,00	31,50

2. Máy đào đất gàu kéo

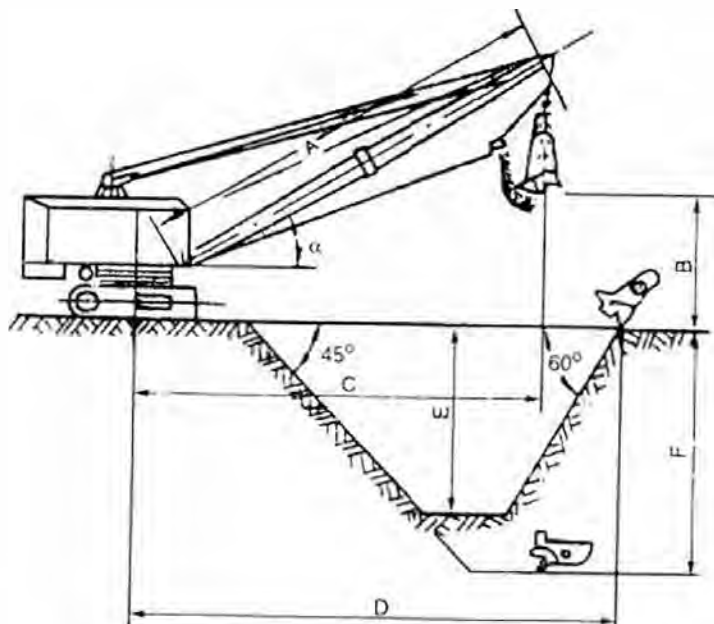
Gàu xúc điều chỉnh bằng dây cáp, có thể đưa đất ra khá xa, bán kính đào đất khá lớn, có thể đào hố móng sâu, có thể đào đất và không phải tháo nước, thích hợp với hố móng với các loại đất từ I đến III. Có thể đào đất ở chỗ thấp hơn mặt đất đứng máy, nhưng độ chính xác khi đào đất lại kém, sai lệch mặt cắt khá lớn, phải phối hợp với ôtô tải tự đổ và máy ủi đất, tính năng kĩ thuật xem bảng 9.12 và hình 9.17.



Hình 9.16: Máy đào đất kiểu xúc ngược (kích thước xem bảng 9.11)

Bảng 9.12. Tính năng kĩ thuật của máy đào kiểu gàu kéo

Kí hiệu trong hình	Hạng mục	Loại máy																	
		W50		WD50		W100		WD100		W100A		WD100A		W200				WD200	
	Dung lượng gàu (m^3)	0,5				1				1,2				2		1,5		1	
A	Độ dài cánh tay (m)	10		13		13		16		12,5		15		15		20		25	
a	Góc nghiêng cánh tay (°)	30	45	30	45	30	45	30	45	30	45	30	45	30	45	30	45	30	45
B	Độ cao đổ đất lớn nhất (m)	3,5	5,5	5,3	8,0	4,2	6,9	5,7	9,0	3,38	5,97	4,63	7,74	4,8	7,9	8,0	12,2	10,8	15,9
C	Bán kính đổ đất lớn nhất (m)	10	8,3	12,5	10,4	12,8	10,8	15,4	12,9	12,31	10,14	14,29	11,91	15,1	12,7	19,4	16,3	23,8	19,8
D	Bán kính đào đất lớn nhất (m)	(m)	11,1	10,2	14,3	13,2	14,4	13,2	17,5	16,2	14,63	12,64	16,79	14,41	17,4	15,8	22,4	20,3	27,4
E	Độ sâu đào ở mé bên cạnh (m)	4,4	3,8	6,6	5,9	5,8	4,9	8,0	7,1	5,84	4,56	7,24	5,7	7,4	6,5	10,7	9,4	14	12,5
F	Độ sâu đào ở trước mặt (m)	7,3	5,6	10	7,8	9,5	7,4	12,2	9,6	9,2	7,2	11,4	9,0	12	9,6	16,3	13,1	20,6	16,5
	Tốc độ dây cáp kéo dẫn (m/s)	0,96				0,795				1,18				1,01					
	Lực tác dụng của dây cáp kéo dẫn (kN)	59				100				67,2									
	Tốc độ dây cáp khi nâng lên (m/s)	1,05				1,24				1,47				1,18					
	Lực tác dụng khi dây cáp nâng lên (kN)	54				66				83,4									
	Áp lực bình quân lên mặt đất (N/mm^2)	0,059		0,064		0,092		0,093		0,088				0,125					
	Trọng lượng máy đã có đối trọng (t)	19,1		20,7		42,06		42,42		31				77,84					



Hình 9.17: Máy đào đất kiểu gàu kéo (kích thước xem bảng 4.12)

3. Máy đào đất gàu thuận

Chủ yếu dùng để đào đất từ chỗ mặt đất đứng máy trở lên có thể đào các loại đất từ I đến IV. Tính năng kĩ thuật xem bảng 9.13.

Bảng 9.13. Tính năng kĩ thuật của máy đào đất gàu thuận

Hạng mục	Loại máy			
	W501		W1001	
Dung lượng gàu (m^3)	0,5	0,5	1	1
Độ góc nghiêng của tay gàu (^{0})	45	60	45	60
Độ sâu đào từ mặt đất trở xuống (m)	1,5	1,1	2	1,5
Bán kính đào lớn nhất từ mặt đất lên (m)	4,7	4,35	6,4	5,7
Bán kính đào lớn nhất (m)	2,5	2,8	3,3	3,6
Bán kính đào lớn nhất (m)	7,8	7,2	9,8	9,0
Độ cao đào lớn nhất (m)	6,5	7,9	8,0	9,0
Bán kính đổ đất lớn nhất (m)	7,1	6,5	8,7	8,0
Độ cao đổ đất khi ở bán kính lớn nhất (m)	2,7	3,0	3,3	3,7
Độ cao đổ đất lớn nhất (m)	4,5	5,6	5,5	6,8
Bán kính đổ đất ở độ cao lớn nhất (m)	6,5	5,4	8,0	7,0
Độ cao vươn xa của tay gầu (m)	5,9	6,8		
Bán kính vươn xa của tay gầu (m)	5,5	4,2		
Áp lực bình quân lên mặt đất (N/mm^2)	0,062		0,091	
Trọng lượng công tác (t)	20,5		41,0	

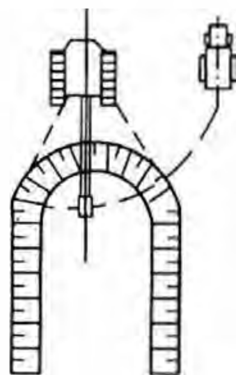
4. Các máy làm đất khác

Thường thì phối hợp với công việc đào đất và lấp đất phải có máy ủi đất để làm phẳng hiện trường, giúp việc xúc đất, san đất; máy đổ lên xe để chuyển đất trong một cự li ngắn; Máy đầm đường bánh xe nhẵn, dùng để đầm chặt nền đất có diện tích lớn; Máy đầm con cóc, đây là loại máy đầm nhỏ thường dùng nhất, dùng để đầm chặt nền đất lấp tương đối tiện dụng và linh hoạt.

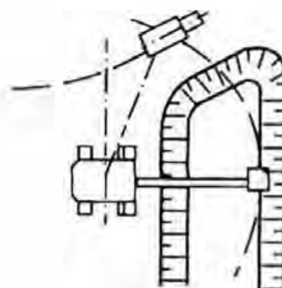
5. Lựa chọn máy đào đất

1) Máy đào đất gàu ngược

Căn cứ vào độ sâu phải đào của hố móng có thể chia thành cách đào một đợt hoặc đào nhiều đợt, phối hợp với ôtô tự đổ chuyển đất và máy ủi đất để san mặt bằng. Gàu ngược có thể đào ở đầu máng đổ đất một bên (hình 9.18) và cũng có thể đào đất ở một bên hoặc hai bên hố móng (hình 9.19) và đổ đất về hai bên.



Hình 9.18: *Gàu ngược đào đất ở đầu máng, đổ đất một bên*



Hình 9.19: *Gàu ngược đào đất ở đầu máng, đổ đất một bên hoặc hai bên*

2) Máy đào đất gàu kéo

Dùng trong trường hợp hố móng khá sâu, có thể đổ lên xe, nhưng năng suất tương đối thấp, nên thường dùng để tung đất đi xa, thường là đào ở đầu máng vất đất về một bên hoặc 2 bên.

3) Máy đào đất gàu thuận

Nhất thiết phải phối hợp với một số lượng ôtô tự đổ nhất định, ôtô phải đứng trong phạm vi bán kính quay của gàu. Do sự di chuyển không thuận tiện nên thường dùng ở nơi có khối lượng đất đào tương đối lớn. Có thể đào đất về phía bên cạnh và đào đất về phía trước mặt.

4) Tính số lượng máy

Số lượng máy đào đất: Tính số lượng máy đào phải căn cứ vào khối lượng đất phải đào, thời hạn thi công và hệ số sử dụng máy hợp lí, theo công thức sau:

$$N = \frac{Q}{P} \cdot \frac{1}{T.C.K} \qquad (9.33)$$

Trong đó:

N - số lượng máy đào đất (máy);

Q - khối lượng đất (m^3);

T - thời hạn thi công (ngày);

C - số ca máy làm việc mỗi ngày (máy ca);

K - hệ số lợi dụng thời gian, thường là 0,8 - 0,95;

P - năng suất của máy đào đất (m^3/ca máy).

Năng suất của máy đào đất P có thể tính theo công thức sau:

$$P = \frac{8 \times 3600}{t} q.K_1.K_2 \qquad (9.34)$$

Trong đó:

t - thời gian liên tục tuần hoàn từ khi bắt đầu đào đến khi xong việc đổ đất (s);

q - dung lượng gàu (m^3);

K_1 - hệ số lợi dụng gàu (đầy gàu) (đất cát 0,8 - 0,9, đất sét 0,85 - 0,95);

K_2 - hệ số lợi dụng thời gian làm việc, trực tiếp đổ lên ôtô tự đổ là vào khoảng 0,7, đổ đất ngay bên cạnh là vào khoảng 0,9.

Số lượng ôtô tự đổ đi kèm:

$$N = P/P_1 \qquad (9.35)$$

Trong đó:

N - số lượng ôtô tự đổ (cái);

P - năng suất máy đào đất (sản lượng một máy.ca)(m^3/máy ca);

P_1 - năng suất ôtô tự đổ (sản lượng một chiếc × ca) (m^3/chiếc × ca).

9.2.4. Ví dụ thực tế về đào hố móng

Diện tích đáy móng của đại lầu Kinh Thành là 4802m^2, độ sâu của móng tới 23,76m. Móng hình hộp. Do độ sâu lớn nên phải áp dụng phương pháp sàn phẳng làm xuôi đường dốc về hai bên trong ngoài để giải quyết vấn đề đổ đất. Đường dốc có độ nghiêng 1 : 8, đường dốc bên trong sâu 11,76m, đào theo phân tầng: tầng thứ nhất đào đến - 6,15m, khi đào tầng thứ hai, máy đào đất đứng ở cốt - 6,15m, đầu tiên đào tới cốt - 9,15m, một chiếc máy xuống đến cốt - 9,15m, đào 4m (- 13,15m), tầng thứ ba đào đến - 19,3m, tầng thứ tư đào đến - 23,76m.

Chắn giữ hố móng: dùng thép hình chữ H, cọc đóng kết hợp với thanh neo (ba tầng thanh neo).

Báo cáo địa chất thuỷ văn cho biết: Nước có áp dưới đất nằm ở phía dưới đáy hố móng sâu, còn từ - 23,76m trở lên có hai tầng nước đọng, do đó dùng phương án móng hở có giếng thu nước để thoát nước.

Cuối cùng đã tiết kiệm trên 4 triệu vốn đầu tư, rút ngắn thời hạn thi công 1,5 tháng.

9.2.5. Những điều chú ý khi đào hố móng

1. Việc đào hố móng phải được tính toán tổng hợp với việc chống đỡ (hoặc neo giữ) tường chắn đất. Ví dụ, tầng đào đất thứ nhất phải đào sâu xuống tới mức sâu hơn tầng thanh chống hoặc thanh neo thứ nhất một khoảng nhất định (do thiết kế kết cấu chắn giữ xác định) thì phải ngừng đào đất để chờ cho tầng thanh chống hoặc thanh neo thứ nhất thi công xong rồi mới đào tiếp tầng đất thứ hai.

2. Trong khi đào đất thì chỗ đống đất được đào vất lên phải tính đến việc ổn định của thành hố móng.

3. Khi đào hố móng tương đối sâu, đất có thể chuyển theo phân tầng bằng xe hoặc bằng tay, máy đào đất và xe chuyển đất phải cố gắng vào hẳn trong hố móng, phải có quy hoạch cho đường dốc để ôtô vận chuyển đất ra vào và cuối cùng là việc chuyển đất của bản thân đường dốc, cố gắng không phải dùng đường cầu tạm, vì chi phí cao.

4. Nếu gần kề có móng của công trình khác thì khi đào hố móng phải giữ một cự li nhất định.

5. Khi thi công trong mưa phải kiểm tra hệ thống thoát nước ở hiện trường, bảo đảm thoát nước thông thoáng và bảo đảm ổn định thành hố móng.

9.2.6. Biện pháp giảm lún không đều

Khuyết điểm lớn nhất của phương pháp hạ mực nước ngầm so với phương pháp ngăn cắt mực nước ngầm là sẽ dẫn đến lún không đều của các công trình xây dựng ở xung quanh. Bởi vì, nước ở quanh mỗi giếng điểm khi bị hạ xuống sẽ có hình phễu, vì vậy hạ mực nước ở xung quanh toàn hố móng tất sẽ tạo thành một mặt cong gần lớn xa nhỏ; hạ mực nước ngầm một mặt sẽ làm giảm lực đẩy nổi của nước ngầm đối với các công trình xây dựng trên mặt đất, làm cho nền đất yếu bị nén co nên phải lún xuống; Ngoài ra, nước lỗ rỗng từ trong đất bị rút ra, nền đất bị biến dạng cố kết, bản thân nó sẽ là quá trình nén co lại và lún xuống. Lượng lún mặt đất sẽ tương ứng với lượng hạ mực nước ngầm ở dưới mặt đất. Phân bố mặt cong của mực nước ngầm khi hạ xuống tất sẽ dẫn đến lún không đều của các công trình xây dựng ở xung quanh. Khi lún không đều đến một mức độ nhất định tất sẽ làm cho các công trình bị nứt, bị nghiêng lệch, có khi còn bị sụp đổ. Do đó khi thiết kế và thi công kết hợp hố móng để mái dốc với hạ mực nước ngầm, phải rất chú ý đến ảnh hưởng đối với các công trình xây dựng ở xung quanh, hạn chế lún không đều trong một phạm vi cho phép, bảo đảm an toàn cho hố móng và cho các công trình xây dựng ở gần móng. Do vậy, có thể xem xét mấy mặt sau đây để định ra những biện pháp giảm bớt lún không đều:

1) Đường cong hạ mực nước ngầm ở quanh hố móng khác nhau rất xa tuỳ theo sự khác nhau của yêu cầu hạ mực nước và phương pháp cũng như phương án cụ thể hạ mực nước, vì vậy, không cần đề ra độ sâu hạ mực nước quá lớn, với tiền đề là trên cơ bản đáp ứng được yêu cầu hạ mực nước, phải phân tích so sánh các loại phương pháp hạ mực nước để chọn được phương án tối ưu.

2) Đặt các giếng hồi nước, máng hồi nước ở khoảng giữa của giếng điểm hạ mực nước với các công trình xây dựng trọng yếu, đồng thời với việc hạ nước ngầm thì lại bơm nước trở về những chỗ đó, làm giảm bớt việc ở 1 phía của công trình mực nước bị giảm nhiều quá, từ đó khống chế được lún mặt đất.

3) Giảm tốc độ hạ mực nước làm cho công trình có thể lún đều hơn. Cách làm cụ thể là: về phía ở gần công trình xây dựng thì tăng thêm khoảng cách giữa các giếng điểm, hoặc điều chỉnh thu nhỏ cửa van của thiết bị hút nước. .. như vậy có thể giảm lượng hút nước, đạt mục tiêu giảm tốc độ hạ mực nước.

4) Nâng cao chất lượng thi công hạ mực nước, khống chế chặt chẽ hàm lượng đất cát trong nước rút ra, đề phòng do rút mất đất cát mà tạo thành lỗ hổng làm cho lún nứt công trình xây dựng. Cách làm cụ thể tức là bảo đảm độ dày và tính đồng đều của tầng lọc cát ở xung quanh các ống giếng điểm, đồng thời, căn cứ vào đường kính hạt để lựa chọn lưới lọc tại đoạn lọc của ống giếng điểm.

5) Đặt các điểm quan trắc để đo mực nước trong giếng và lún, chuyển vị, nghiêng lệch... Thực hiện định kì quan sát, ghi chép, phân tích, kịp thời nắm vững mức độ hạ mực nước và động thái biến đổi của các công trình xây dựng ở xung quanh hố móng. Đồng thời phải nắm vững lượng nước và hàm lượng cát bị rút ra, làm sao để số liệu đã được thu thập sẽ giúp ta phát hiện vấn đề và có ngay biện pháp để phòng ngừa sự cố có thể xảy ra.

9.3. NHỮNG ĐIỂM CHÍNH TRONG THIẾT KẾ HẠ MỰC NƯỚC Ở HỐ MÓNG

9.3.1. Các nhân tố phải xem xét khi lựa chọn phương pháp hạ mực nước

1. Điều kiện hiện trường và tài liệu thiết kế thi công của công trình

Điều kiện hiện trường là nhân tố khống chế khi xác định phương án hạ mực nước, chủ yếu gồm có: độ cao, phân bố, kết cấu và khoảng cách đến công trình định xây với các công trình xây dựng đã có ở xung quanh hiện trường; các thiết bị ngầm ở xung quanh hố móng (bao gồm đường cấp nước thoát nước, đường cáp điện, đường ống khí đốt và sưởi ấm...); Đường thoát nước ra ngoài khi hút nước lên, tình hình cấp điện...

Các tài liệu thiết kế thi công hữu quan, chủ yếu có: kích thước và phân bố của hố móng phải đào; những yêu cầu hữu quan đối với thi công công trình ngầm. Những điều kiện nói trên có ý nghĩa quyết định đến phương pháp hạ mực nước và phương án thiết kế thi công cụ thể và cũng quyết định đến các biện pháp thực thi bảo đảm an toàn cho các công trình xây dựng và các thiết bị ở xung quanh.

2. Tình hình địa chất

Tìm hiểu rõ về phân lớp của đất nền, hình trụ địa chất và mặt cắt địa chất, tính chất cơ lí của các lớp đất đá, loại nước ngầm và tình hình tích chứa nước ngầm, tình hình địa chất thuỷ văn, kết quả phân tích nước, đặc biệt là tính thấm của các lớp đất, hệ số thấm của đất quyết định bởi điều kiện hình thành của đất và các nhân tố như cấp phối hạt, hàm lượng hạt keo và kết cấu của đất v.v... Do đó, hệ số thấm ở từng độ sâu khác nhau, từng phương vị khác nhau của các lớp đất trong khu vực cũng sẽ khác nhau. Hệ số thấm là thông số quan trọng khi tính toán lưu lượng nước chảy vào hố móng. Lấy hệ số thấm chính xác đến đâu sẽ ảnh hưởng đến tính chính xác của kết quả tính toán lượng nước chảy vào hố móng, tất nhiên sẽ trực tiếp ảnh hưởng đến việc lựa chọn phương án hạ mực nước. Do các nhân tố ảnh hưởng đến hệ số thấm là phức tạp, thường số liệu của các báo cáo khảo sát địa chất cung cấp là số liệu thí nghiệm trong phòng, sai số thường tương đối lớn, chỉ có thể dùng làm tham khảo khi thiết kế thoát nước, với những công trình trọng yếu thì phải lấy mẫu hoặc bơm thử tại hiện trường để thí nghiệm và xác định.

3. Tình hình nước ngầm ở hiện trường

Nước ngầm có 2 loại là nước ngầm không áp và nước ngầm có áp. Nước ngầm không áp nằm ở giữa mặt đất và tầng không thấm nước thứ nhất là loại nước trọng lực không có áp có thể thấm ra 4 xung quanh. Xét về mặt thực tiễn công trình thì nguồn gốc của nước không áp phần lớn là từ nước mưa và nước từ các đường ống cấp thoát nước ngầm bị vỡ chảy ra, chủ yếu nước này nằm trong lớp đất đắp tạp dưới mặt đất và trong các hang hốc ở dưới móng các công trình xây dựng cũ. Nước có áp tồn tại trong tầng chứa nước kẹp giữa hai tầng không thấm nước. Nếu nước chứa đầy trong tầng chứa nước ấy thì nước sẽ có áp lực. Do đó, phải căn cứ vào tài liệu địa chất và thuỷ văn, phải tìm hiểu kĩ độ dày phân bố và tình hình biến đổi về độ lan xuống sâu của tầng chứa nước và tầng không chứa nước ở tại hiện trường. Nắm vững độ sâu mực nước có áp tĩnh, độ sâu mực nước hỗn hợp và biên độ biến đổi hàng năm, cốt cao độ của mực nước ở các nơi trong hiện trường; điều tra rõ phương hướng, cự li của nguồn bổ sung nước ngầm và tình hình liên hệ của các tầng thấm nước; điều tra kĩ xem nước ngầm có liên thông với nguồn nước vô hạn từ sông, hồ, biển... không; bất kể là nước ngầm có áp hay không áp một khi nó đã liên thông với nguồn nước vô hạn sông, hồ, biển... đều tạo thành khó khăn cho việc hạ nước ngầm, thậm chí là không thể hạ được mực nước. Các tình huống nêu ra trên đây đều là căn cứ quan trọng trong khi ưu hoá việc lựa chọn phương án hạ mực nước ngầm và phương án thiết kế thi công cụ thể.

9.3.2. So sánh các phương pháp hạ mực nước

1. Máng hở có hố thu nước

Máng hở có hố thu nước là phương pháp thoát nước bằng nhân công, có đặc điểm thuận tiện, đơn giản, chi phí ít, sử dụng phổ biến nhất ở các hiện trường thi công. Trong việc chắn giữ các mái dốc của hố móng ở vùng có mực nước ngầm cao, phương pháp này thường làm thoát nước bổ trợ cho phương pháp ngăn nước hoặc các phương pháp hạ mực nước ngầm khác. Nó chủ yếu làm nhiệm vụ thoát nước ngầm không áp lực,

thoát nước mưa và thoát nước thi công ở hiện trường. Ở vùng nước ngầm tương đối phong phú, nếu chỉ áp dụng một phương pháp này để thoát nước, do nước thấm từ mặt dốc của hố móng vào khá nhiều, khi chắn giữ bằng lưới neo phun, sẽ làm tăng thêm khó khăn khi bơm bêtông (bơm không vào), có khi thêm ống thoát nước vào cũng không có hiệu quả, mặt khác, diện thao tác bị bùn đất nhão ướt, rất khó hoạt động. Do đó, phương pháp thoát nước này không thể sử dụng đơn độc khi dùng mái dốc để giữ thành hố móng ở nơi có mực nước ngầm cao. Nhưng nó có thể sử dụng được trong vùng co mực nước ngầm thấp hoặc khi hệ số thấm của các lớp đất rất nhỏ và cho phép giữ thành hố bằng tạo mái dốc.

2. Giếng điểm nhẹ

Giếng điểm loại nhẹ (giếng điểm loại nhẹ 1 cấp) là phương pháp hạ mực nước ngầm được sử dụng rộng rãi ở trong và ngoài nước. So với các hệ thống giếng điểm khác thì giếng điểm loại nhẹ thi công giản đơn, an toàn, rẻ tiền, đặc biệt thích dụng trong trường hợp diện tích hố móng không lớn, mực nước ngầm không sâu lắm. Độ sâu hạ mực nước ngầm của phương pháp này là trong khoảng 3 - 6m, nếu yêu cầu độ sâu hạ mực nước ngầm hơn 6m, về lí luận thì có thể áp dụng hệ thống giếng điểm nhiều cấp, nhưng khi đó yêu cầu ở 4 phía ngoài hố móng phải có không gian đủ rộng để đủ cho việc tạo mái dốc hoặc đào máng, điều đó thường là không cho phép đối với công trình chắn giữ hố móng bị hạn chế về hiện trường, do đó thường chỉ hay dùng hệ thống giếng điểm loại nhẹ 1 cấp. Giếng điểm loại nhẹ thích dụng với hệ số thẩm thấu của lớp đất khoảng 0,1 - 50 m/ngày. Khi hệ số thẩm thấu của lớp đất nhỏ hơn, cần phải áp dụng các biện pháp như dùng đất sét bịt chỗ đỉnh ống giếng điểm và bảo đảm kín khí ở các chỗ nối của hệ thống giếng điểm, nâng cao độ chân không của hệ thống giếng điểm... mới có thể đạt được hiệu quả tốt đẹp khi hạ mực nước ngầm.

3. Giếng điểm phun

Hệ thống giếng điểm phun có thể tạo ra ở đáy giếng điểm độ chân không khoảng 250mm cột thuỷ ngân, độ sâu hạ mực nước ngầm khá lớn, thường là trong phạm vi 8 - 20m. Hệ số thấm trong đất của nó sử dụng cũng giống như giếng điểm loại nhẹ, thường khoảng 0,1 - 50 m/ngày nhưng hệ thống nước và ống giếng phun tương đối phức tạp, xác suất xảy ra sự cố khi vận hành tương đối cao, tốn nhiều năng lượng chi phí cao hơn các phương pháp giếng điểm khác.

4. Giếng điểm điện thấm

Giếng điểm điện thấm thích hợp với loại đất hạt mịn hệ số thẩm thấu nhỏ như đất sét, đất á sét, đất bùn và đất sét bùn... Hệ số thấm của các loại đất này nhỏ hơn 0,1 m/ngày, dùng giếng điểm bình thường thì rất khó đạt được mục đích hạ mực nước. Lợi dụng hiện tượng điện thấm thì có thể hút đẩy nước từ trong đất hạt mịn. Nó đòi hỏi phải sử dụng kết hợp với giếng điểm loại nhẹ hoặc giếng điểm phun, độ sâu hạ mực nước ngầm quyết định bởi giếng điểm loại nhẹ hoặc giếng điểm phun. Trong quá trình giếng điểm điện thấm hạ mực nước phải đo và điều chỉnh điện áp, cường độ dòng điện, lượng tiêu thụ điện... đồng thời lại phải ghi chép, cho nên cảm thấy sẽ phiền phức.

5. Giếng điểm ống

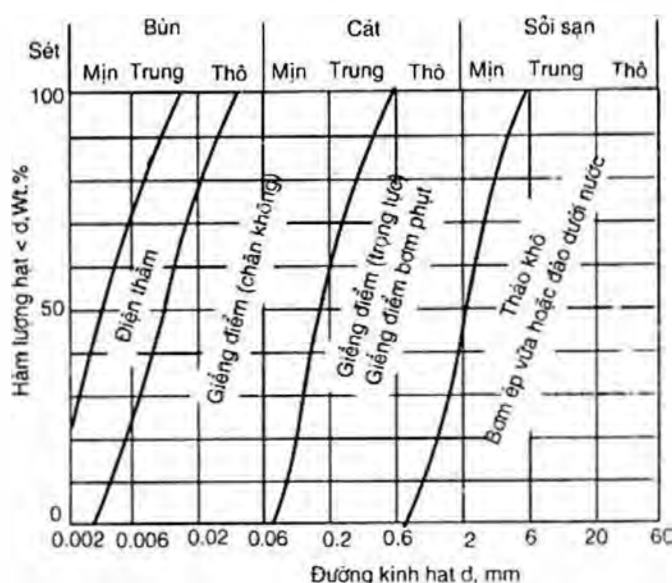
Giếng điểm ống thích hợp với tầng cuội sỏi có hệ số thấm lớn, lớp đất có lượng nước ngầm phong phú và trong trường hợp giếng điểm loại nhẹ khó giải quyết được vấn đề, lượng xả nước của mỗi giếng ống có thể đến 50 - 100 m^3/h, khi hệ số thấm của đất đến 20 - 200 m/ngày thì độ sâu hạ mực nước ngầm có thể đạt đến khoảng 3 - 5m. Phương pháp này thường dùng khi hạ nước ngầm không có áp lực.

6. Giếng điểm sâu

Giếng điểm sâu là phương pháp hạ nước ngầm được ứng dụng tương đối nhiều trong việc chắn giữ hố móng sâu, ưu điểm của nó là lượng đẩy nước lớn nhất, độ sâu hạ nước sâu nhất và phạm vi hạ nước rộng nhất... Đối với tầng cuội sỏi có hệ số thấm rất lớn với độ dày tầng thấm nước lớn thì thường giếng điểm loại nhẹ và giếng điểm phun không thể có hiệu quả, lúc ấy dùng phương pháp này sẽ rất thích hợp. Giếng điểm sâu thích hợp với hệ số thấm của tầng đất từ 10 - 250 m/ngày, độ sâu hạ mực nước có thể đến 15m, thường dùng để hạ nước ngầm có áp lực. Nó có thể bố trí ở xung quanh bên ngoài hố móng, khi cần cũng có thể bố trí ở bên trong hố móng; có khi phương pháp này lại kết hợp với phương pháp hệ thống giếng điểm khác nữa thì hiệu quả hạ mực nước lại càng cao. Với những trường hợp có thể xảy ra nguy hiểm ở phần đáy hố móng đột nhiên ào nước vào, cát chảy, trồi đất lên. .. thì giếng điểm sâu hạ thấp mực nước áp lực, sẽ có lợi cho việc giảm thấp áp lực, bảo đảm an toàn cho hố móng.

Khuyết điểm của giếng điểm sâu là: Do độ sâu hạ mực nước lớn, lượng nước rút đi nhiều, đường cong giảm nước quá dốc... tất yếu sẽ tạo ra phạm vi và mức độ ảnh hưởng của việc hạ nước lớn, cho nên phải hết sức thận trọng, thường xuyên quan sát và kịp thời xử lí việc đất lún không đều đối với các công trình xây dựng ở xung quanh hố móng.

Có thể dựa vào thành phần hạt trong các loại đất khác nhau mà chọn dùng phương pháp hạ mực nước ngầm thích hợp như trình bày ở trên hình 9.20.



Hình 9.20: *Phạm vi áp dụng hạ mực nước ngầm ở hiện trường*

Những điều vừa nêu trên đây có thể tóm tắt trình bày ở bảng 9.14.

Bảng 9.14. So sánh các phương pháp hạ nước hố móng

Loại phương pháp	Độ sâu hạ nước (m)	Hệ số thấm thấu (m/ngày)	Loại tầng đất thích hợp	Đặc điểm của phương pháp	Ghi chú
Máng hở có hố thu nước		0,001 - 50	Các loại đất, các loại cát, bùn nhão	Thi công thuận tiện đơn giản, rẻ tiền, chỗ mực nước ngầm cao thì làm phương pháp bổ trợ; chỗ nước ngầm thấp thì độc lập sử dụng. Nhưng mặt thao tác thi công bị ướt át và bẩn, ảnh hưởng đến công việc.	Ứng dụng phổ biến nhất
Giếng điểm loại nhẹ 1 cấp	3 - 6	0,1 - 50	Đất sét bột, đất bột, các loại cát, đất cát	Thi công đơn giản, an toàn, rẻ tiền, ít ảnh hưởng đến công trình xây dựng ở xung quanh. Độ sâu hạ nước tương đối nhỏ.	Ứng dụng rất rộng rãi
Giếng điểm phun	8 - 20	0,1 - 50	Đất sét bột, đất bột, đất cát, các loại cát	Độ sâu hạ nước lớn, hệ thống khá phức tạp, sự cố khi vận hành hay xảy ra, tiêu phí năng lượng rất lớn.	
Giếng điểm điện thấm	Quyết định bởi các giếng điểm được lựa chọn khác	< 0,1	Đất sét, đất sét bột, đất bùn, đất sét bùn	Sử dụng khi các phương pháp khác khó đạt hiệu quả, phải kết hợp sử dụng với các phương pháp khác nữa nên tương đối phiền toái.	
Giếng điểm ống	3 - 5	20 - 200	Cát trung, cát thô, đá sỏi, đá cuội	Thích dụng khi hạ nước ngầm trong tầng cát, lượng rút nước lớn, độ sâu hạ mực nước nhỏ.	
Giếng điểm sâu	> 15	10 - 250		Lượng rút nước lớn, độ sâu hạ mực nước lớn, sử dụng khi các phương pháp khác khó đạt hiệu quả, có thể giảm thấp áp lực của nước có áp. Phạm vi và mức độ ảnh hưởng ra xung quanh lớn.	Ứng dụng rộng rãi

Chương 10
CHUYỂN VỊ CỦA ĐẤT QUANH HỐ MÓNG

Thực tế quan sát đất và công trình ở gần hố móng, nhất là đối với hố móng sâu, cho thấy : đất và công trình ở gần hố móng bị chuyển vị với độ lớn nào đó. Những chuyển vị này cần phải dự tính để có những biện pháp điều chỉnh tiến độ thi công đào hố hoặc nếu có yêu cầu khống chế nghiêm ngặt về độ lớn của chuyển vị ấy thì cần có giải pháp chống giữ hố móng và kết cấu an toàn hơn hoặc thậm chí phải dùng giải pháp gia cường hay chống giữ nền móng và kết cấu cho công trình lân cận.

Vì vậy ngoài việc tính toán kết cấu chắn giữ cho bản thân hố móng còn phải dự tính những chuyển vị có thể của đất và công trình ở trong vùng ảnh hưởng của hố móng.

10.1. NHỮNG YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN CHUYỂN VỊ

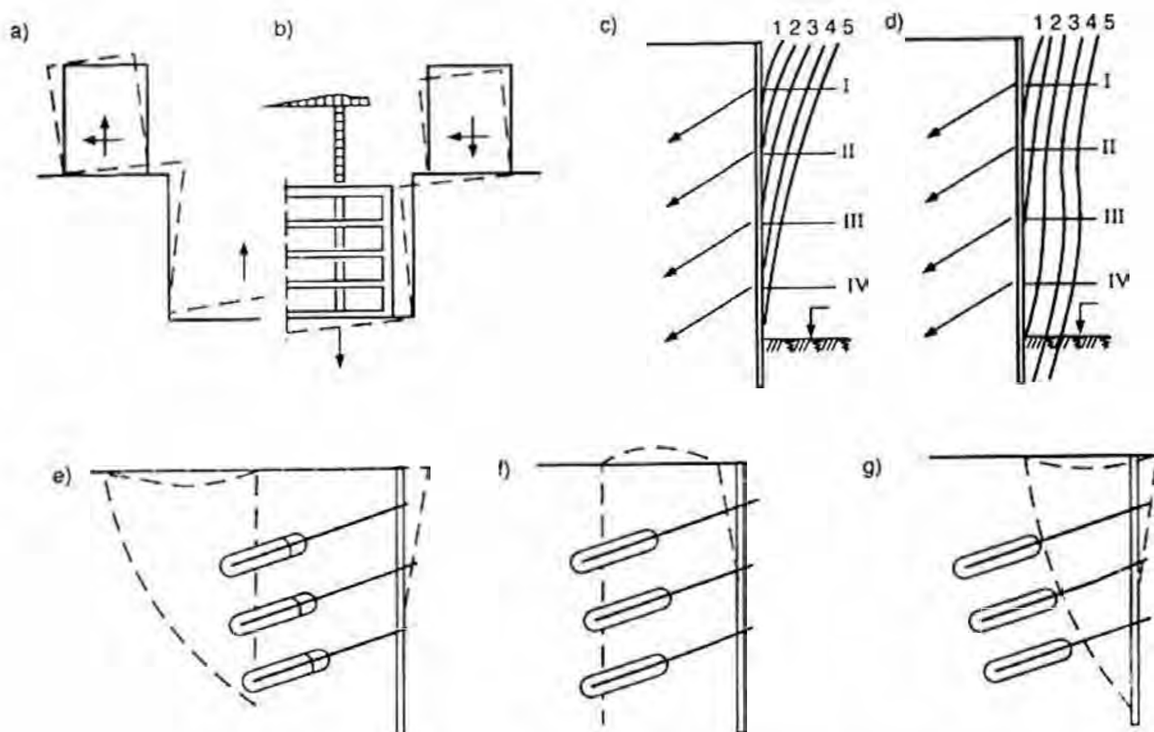
Đối với các vùng đất nền khác nhau mà các yếu tố ảnh hưởng đến biến dạng của đất quanh hố đào sâu sẽ không giống nhau, trong số đó các yếu tố chính có thể kể đến như sau:

- Tác động của sự thay đổi ứng suất trong đất nền;
- Kích thước của hố đào;
- Các đặc tính của đất;
- Ứng suất nằm ngang ban đầu trong đất;
- Tình trạng nước ngầm và sự biến động của chúng;
- Độ cứng của cọc cừ và hệ giằng;
- Tác động của việc gia tải trước trong giằng và neo;
- Quá trình thi công;
- Trình độ thi công;
- v.v...

Danh sách này không đưa ra thứ tự ưu tiên cho bất kì nhân tố nào bởi vì tầm quan trọng của mỗi yếu tố phụ thuộc vào từng công việc. Các yếu tố trên sẽ được phân tích kĩ dưới đây.

Sơ đồ về biến dạng của kết cấu chắn giữ hố móng, của đáy hố móng và của công trình quanh hố móng có thể khái quát mô tả trên hình 10.1.

Khi đào đất sẽ làm thay đổi trạng thái ứng suất - biến dạng của đất tự nhiên dưới tác dụng trọng lượng bản thân của đất. Đáy hố đào được giải phóng khỏi tải trọng đứng nên sẽ trồi lên phía trên còn áp lực ngang của đất quanh tường chắn sẽ gây ra chuyển vị ngang của tường. Việc chống đỡ chỉ làm hạn chế những chuyển vị này chứ không thể hoàn toàn loại trừ được chuyển vị (hình 10.1a).



Hình 10.1: Sơ đồ biến dạng của tường chắn; đáy hố móng và mặt đất quanh hố móng (theo K. G. Bauer) a) Khi đào và lấy đất; b) Khi xây nhà mới trong hố móng; c) Độ nghiêng của tường 1 – 5 khi đặt neo hàng I – VI; d) Độ nghiêng thực tế của tường chắn; e) Sơ đồ phá hoại đất khi căng neo không đúng (sự phá hoại phía sau bầu neo); f) Như trên, sự trồi đất trước bầu neo; g) Như trên, sự phá hoại trước bầu neo

Sự xây dựng công trình trong hố móng đã đào xong cũng gây ra độ lún của đáy hố nhưng những chuyển vị ngang vẫn còn duy trì một phần hoặc hoàn toàn. Điều đáng lưu ý là các chuyển vị thẳng đứng quan sát được ở đáy hố móng lại được thể hiện ở trên mặt đất lan đến những phạm vi đôi khi khá xa hố móng.

Những chuyển vị này gây ra độ lún và độ nghiêng của những nhà ở gần và cần phải có những giải pháp đặc biệt để bảo vệ chúng (hình 10.1b).

Tuỳ theo độ sâu của hố móng mà ta quy định độ nghiêng của neo 1, 2, 3, 4, 5 (xem hình 10.1c). Nếu đo độ nghiêng của tường chắn hố móng sau khi đào và đặt neo mới theo trình tự (I, II, III, IV, V) tại mỗi độ sâu thì ta sẽ có một hình ảnh ảo vì điều đó sẽ được lặp lại tại mặt đào trong từng giai đoạn. Thực ra điều đó không chỉ diễn lại sự chuyển vị như thế mà tường còn trượt song song với chính nó (xem hình 10.1d).

Ở phần dưới của tường chắn - phần ngàm/chôn vào trong đất - khối đất nằm dưới đáy hố móng bị nén lại. Vì vậy mà kích thước hố móng ở đáy bị giảm đi.

Giả thiết rằng những biến dạng này chỉ ở tường với neo còn độ cứng của các thanh chống không cho phép những chuyển vị rõ ràng nào của tường. Những thực nghiệm đã chứng tỏ như thế, chỉ có đặc trưng biến dạng là thay đổi: gần tường phần phía trên chuyển vị của đất với neo là lớn còn ở phía dưới thì chuyển vị lớn là cùng với thanh

chống. Nguyên nhân là vì thanh chống phía trên được đặt khi chưa đào và áp lực ngang của đất chưa tác dụng lên tường còn các thanh chống sau đó, theo độ sâu của hố móng, tổng áp lực của đất sẽ tăng lên và phần dưới của tường bị dịch chuyển. Lúc xây dựng mỗi một neo sẽ căng tới một lực nào đó dưới sự khống chế/kiểm soát của máy đo chuyên dùng.

Biến dạng của đất xảy ra khi các neo đều chịu lực căng lớn (xem hình 10.1e, f - đường chấm chấm) sẽ hình thành lăng trụ phá hoại nằm ngoài vùng của bầu neo hoặc là trồi lên phía trên mặt đất của vùng này. Trong trường hợp căng yếu (xem hình 10.1g) thì sức chịu tải của neo sẽ không đủ và hình thành lăng trụ phá hoại nằm giữa tường và vùng bầu neo.

Trên đây là ví dụ về sự hình thành vùng phá hoại của đất quanh hố đào đối với sự làm việc của neo. Điều đó cũng có thể xảy ra cho thanh chống hoặc tường chắn kiểu trọng lực hoặc kiểu côngxon.

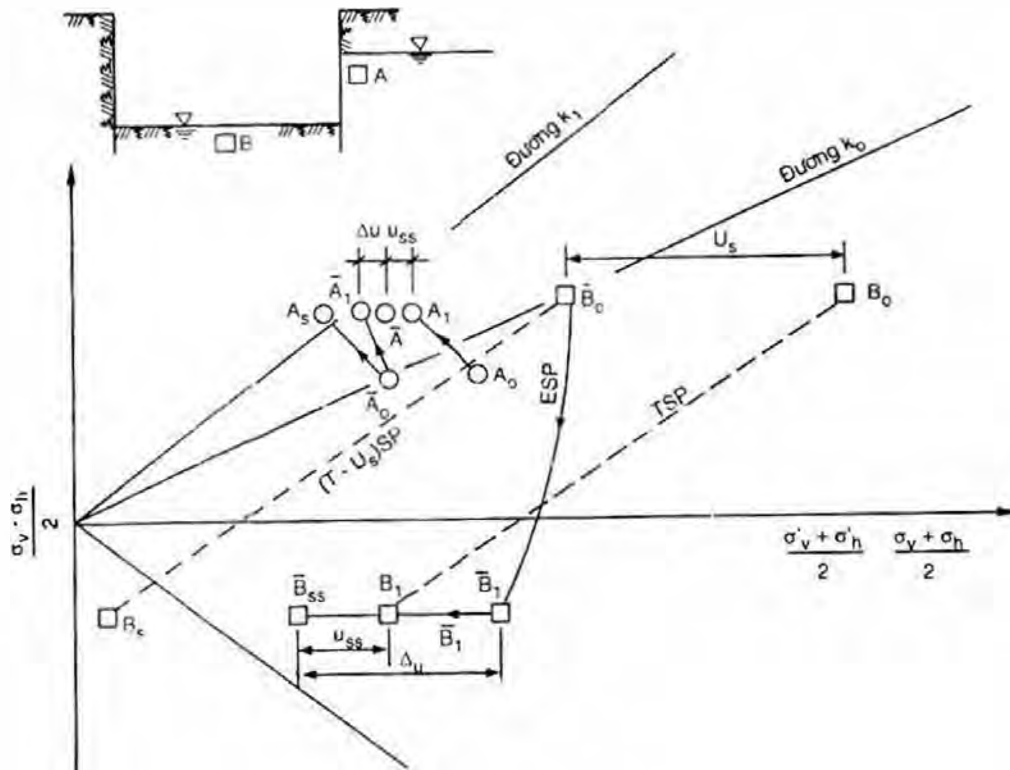
Thực tế quan trắc chứng tỏ rằng khi biến dạng của mặt đất và của thành hố đào đo được đến centimét thì những nhà ở gần không có những hư hỏng gì nghiêm trọng.

Dưới đây sẽ phân tích sâu hơn về các yếu tố ảnh hưởng đã sơ bộ liệt kê ở trên.

10.1.1. Tác động của sự thay đổi ứng suất trong đất nền

Sự thay đổi ứng suất xảy ra ở hai dạng phần tử đất, một ở cạnh (phần tử A) và một ở bên dưới đáy hố móng (phần tử B). Các phần tử này được thể hiện trong hình 10.2. Đường ứng suất này xảy ra trong đất sét cố kết bình thường. Sự giảm ứng suất tổng thể theo phương thẳng đứng và phương nằm ngang xảy ra trong quá trình đào và việc thay đổi sự cân bằng áp lực nước lỗ rỗng có tác động quan trọng tới biến dạng của đất. Sự thay đổi mối quan hệ ứng suất - biến dạng theo thời gian trong quá trình đào sẽ làm thay đổi ứng suất hữu hiệu khi áp lực nước lỗ rỗng được cân bằng lại. Trong quá trình cố kết, tốc độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng có liên quan tới hiệu suất thoát nước (là độ thấm của thớ đất và lượng độ ẩm nhận được).

Vị trí đường ứng suất khi chưa có tải của phần tử B tiến dần tới đường bao phá hoại là nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến dịch chuyển ngang của đất bên dưới đáy hố móng (do làm tăng độ lớn và mở rộng sự lún thẳng đứng). Nếu như đường ứng suất $\overline{B}_1$ tới $\overline{B}_{ss}$ nằm trong đường bao phá hoại của ứng suất hữu hiệu K_f thì trong phần tử đất xuất hiện vùng chảy nhỏ, biến dạng của phần tử đất là nhỏ, do đó dịch chuyển ngang của đất cũng sẽ nhỏ. Ngược lại, nếu những điểm ứng suất hữu hiệu của phần tử B quá gần với đường bao phá hoại thì trong phần tử đất sẽ xuất hiện vùng chảy lớn, dịch chuyển ngang lớn và phá hoại bị động cục bộ.



Hình 10.2: *Đường ứng suất của các phần tử đất ở gần hố đào (theo Lambe, 1970)*

Ứng suất và biến dạng đối với các phân tử đất gần hố đào	Phần tử đất A	Phần tử đất B
Áp lực lỗ rỗng ban đầu (tĩnh) u_s	$A_0\bar{A}_0$	$B_0\bar{B}_0$
Áp lực nước lỗ rỗng khi có dòng thấm ổn định u_{ss}	$A_1\bar{A}_{ss}$	$B_0\bar{B}_{ss}$
Áp lực nước lỗ rỗng khi dỡ tải	Giảm	Giảm
Áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cố kết	Giảm	Tăng
Biến dạng khi dỡ tải	Nén thẳng đứng	Kéo thẳng đứng
Biến dạng khi cố kết	Nén thẳng đứng	Kéo thẳng đứng
Cường độ chống cắt không thoát nước trong quá trình cố kết	Tăng	Giảm

10.1.2. Kích thước hố móng

Hình dạng mặt bằng, diện tích mặt bằng và độ sâu của hố móng, tất cả đều có ảnh hưởng lớn tới sự mở rộng và sự phân bố dịch chuyển đất xung quanh và bên dưới đáy hố móng với những điều kiện đất nền nhất định. Độ sâu hố đào hiển nhiên có ảnh hưởng tới sự dịch chuyển của đất. Tomlinson đã đề cập tới sự dịch chuyển không thể tránh khỏi của đất vào trong lòng hố ở điều kiện thành hố móng có chắn giữ bình thường

hay có neo với lượng chuyển vị vào khoảng 0 - 25% độ sâu hố trong đất sét yếu và khoảng 0 - 0,5% trong đất cát chặt hay sét cứng. Người ta thường giả thiết rằng thể tích phần dịch chuyển ngang của đất tại tường cừ trên một đơn vị chiều dài của tường chắn xấp xỉ bằng thể tích phần dịch chuyển đứng của đất ở cốt cùng chiều dài đơn vị. Dựa vào quy luật ngón tay cái người ta ước lượng rằng dịch chuyển của đất theo phương ngang dường như mở rộng tới kích thước ngang cực đại và lớn hơn 3 lần chiều sâu của hố đào. Mặt nghiêng biến dạng của đất bắt đầu hình thành, vì vậy việc tính toán đơn giản về độ lún cũng trở nên phức tạp do luôn có sự thay đổi áp lực nước theo thời gian và bề mặt đất nền không bằng phẳng, gồ ghề...

Việc tính toán độ lún và chuyển vị ngang theo nguyên tắc vừa nêu sẽ được trình bày trong mục 10.2 của chương này.

10.1.3. Đặc tính của đất

Ảnh hưởng do đặc tính của đất đến hố đào đã được Peck (1969) tiến hành nghiên cứu và tổng kết. Theo Peck, dịch chuyển của tường và độ lún của đất trong đất cứng (chẳng hạn như đất cát hay sét cứng) sẽ có trị số nhỏ hơn so với trong đất mềm (chẳng hạn sét yếu hay cứng vừa và bùn lỏng). Từ nhiều đo đạc thực tế, Peck đã cho cách ước lượng chuyển vị của đất bằng biểu đồ thực nghiệm (xem 10.2).

Dịch chuyển của đất do đào trong sét yếu có thể trở thành mối quan tâm lớn, đặc biệt nơi mà đất sét đã được giả định là không đẳng hướng. Nhiều nghiên cứu (ví dụ: Malcom Puller, 1996) đã cho thấy rằng tốc độ và độ lớn của dịch chuyển của tường sẽ tăng nhanh khi xẩy ra hiện tượng đáy hố đào bị đẩy trồi trong lúc hệ số an toàn chống lại sự phá hoại nền lại tính cho nền đồng nhất.

Biến dạng tổng thể trong thuật ngữ "đẩy trồi đáy hố đào" và độ lún xung quanh nó sẽ phụ thuộc vào nhiều yếu tố bao gồm độ cứng của đất và trong đất yếu là cường độ đất. Trong sét yếu và bùn nhão, vùng hoá dẻo của đất có thể là kết quả của việc xuất hiện sức kháng bị động đối với các cọc cừ hay giằng biên kết hợp với chuyển dịch lớn. Từ những quan sát thực tiễn, có thể xảy ra sự lún sụt đất và mất đất giữa các cọc gỗ, cọc cừ hay mối nối tường trong đất dính ở trạng thái nhão với ứng suất cao do nước ngầm, tốc độ đào quá nhanh. Tình trạng nước ngầm và đất do đó trở thành nhân tố quan trọng nhất trong các nhân tố khác có ảnh hưởng tới sự dịch chuyển của đất ở xung quanh hố đào.

10.1.4. Ứng suất ngang ban đầu trong đất

Trong các vùng đất cao, tồn tại những ứng suất theo phương ngang ở trong đất kiểu như trong sét quá cố kết, giá trị của hệ số áp lực đất lớn hơn K_0, biến dạng của đất xung quanh hố đào tăng thậm chí xảy ra ngay cả những hố đào nông. Đối với đất có tính nén thấp, giá trị của hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ là K_0, biến dạng thường nhỏ hơn.

10.1.5. Tình trạng nước ngầm

Tác động của nước ngầm đối với độ lún của đất rất đa dạng và xảy ra ở các giai đoạn đào khác nhau. Tại nơi cọc cừ đóng vào lớp đất dính nhưng không đạt tới độ sâu của hố đào, trạng thái thấm ổn định sẽ phát triển thành dòng ở bên dưới cọc cừ và làm đẩy nổi đáy hố đào. Dòng thấm này là nguyên nhân làm giảm áp lực nước ngầm, làm gia tăng ứng suất hữu hiệu và độ lún bên ngoài biên của hố đào. Cũng tại thời điểm này, sức kháng bị động giảm do dòng đẩy nổi phía trong của cọc cừ, sự chuyển dịch lớn hơn xảy ra khi sức kháng bị động thay đổi đến một lượng nào đó. Sự hình thành trạng thái ổn định nước ngầm như vậy là nguyên nhân dẫn đến sự dịch chuyển của đất theo cả hai phương nằm ngang và thẳng đứng.

Sự hạ nước ngầm lớn nhất ở gần hố đào và giảm dần theo sự tăng khoảng cách so với hố đào, vì vậy quá trình lún ở các điểm khác nhau trong đất sẽ có hình dáng tương tự như do dỡ tải các lớp đất ở phía trên hố đào gây ra.

10.1.6. Độ cứng của hệ chống đỡ

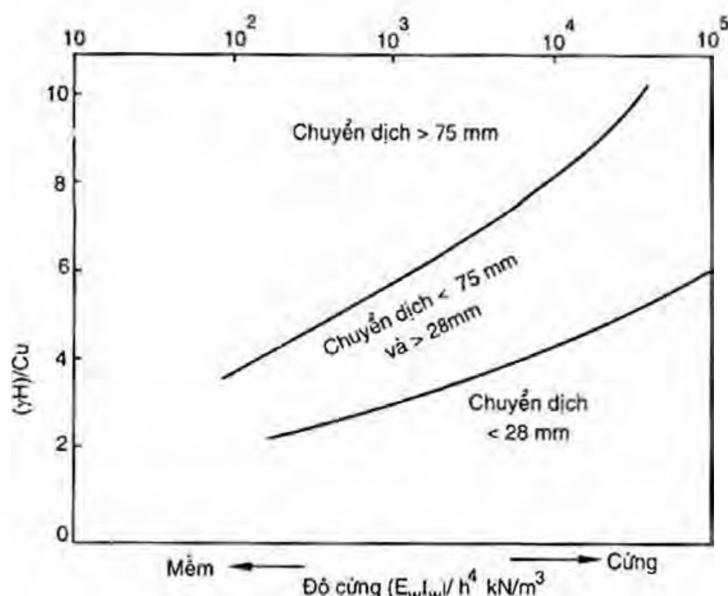
Các số liệu nghiên cứu sử dụng nền biến dạng cục bộ (nền Winkler) hay các chương trình phần tử hữu hạn về tương tác đất nền - kết cấu và các số liệu quan sát được ở hiện trường cho thấy quá trình lún của đất xung quanh hố đào chống đỡ bằng cọc ván cừ giảm khi tăng độ cứng của cọc ván cừ và hệ giằng chống đỡ. Độ cứng đàn hồi của hệ giằng chống có vai trò rất quan trọng. Độ chôn sâu của cọc ván cừ từ đáy hố đào trở xuống cũng làm thay đổi về chất độ cứng của cọc ván cừ và có ảnh hưởng tới chuyển dịch của đất bên ngoài theo cả hai phương thẳng đứng và nằm ngang.

Goldberg và các tác giả khác đã nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng hệ kết cấu chống đỡ theo phương thẳng đứng và độ chôn sâu. Những kết quả nghiên cứu được tổng kết trong hình 10.3. Trong đó hệ số ổn định được vẽ theo thông số độ cứng. Các số liệu này cho thấy rằng độ cứng của cọc ván cừ và khoảng cách chống đỡ có ảnh hưởng tới chuyển dịch của đất bên ngoài.

Kết quả tính toán, thiết kế các công trình bằng việc sử dụng chương trình tính với mô hình nền Winkler được xác nhận bằng những quan sát ngoài hiện trường cho thấy việc tăng độ cứng của hệ chống đỡ làm giảm chuyển dịch của đất ở bên ngoài hố móng, mặc dù một giá trị lớn của độ cứng hệ chống đỡ chỉ có tác dụng làm giảm một lượng nhỏ sự dịch chuyển của đất xung quanh hố. Việc nghiên cứu này đề cập tới ảnh hưởng thực tế của độ cứng cọc cừ và hệ chống đỡ tới chuyển dịch của đất xung quanh hố móng nhưng chúng lại không được xác nhận bởi Clough và Davidson hay Tomlinson. Các tác giả này cho rằng độ lớn biến dạng tại mỗi độ sâu đã cho của hố móng là một hàm của các đặc trưng chống đỡ của đất chứ không phải là độ cứng của hệ chống đỡ. Tomlinson đề cập tới các cấu kiện thép, thậm chí có tiết diện rất lớn, cũng trở nên không đủ độ cứng để làm giảm chuyển vị của đất bằng độ cứng đáng kể của nó. Ông cho thấy những tường bêtông cốt thép biến dạng cùng một lượng tương tự như với tường cọc ván cừ. Những sự tương tự này không phải là kinh nghiệm của tác giả nhưng mọi người đều công nhận rằng độ cứng của đất là một yếu tố quan trọng và phải được quan

tâm. Người ta cho rằng cả hai độ cứng của cọc ván cừ và hệ thanh chống có sự đóng góp đáng kể để đánh giá xem đất bên cạnh tường có được phép dịch chuyển hay không.

Tóm lại, diện tích tiết diện ngang vùng lún thẳng đứng của đất ở bên ngoài tường hố đào xấp xỉ bằng diện tích vùng giới hạn bởi đường cong biến dạng ngang của đất ở ngay cạnh tường và biên hố móng. Hình dáng biến dạng của tường hoặc của đất ngay bên cạnh tường được sinh ra bởi biến dạng giữa các điểm chống đỡ ở các độ sâu khác nhau và những giá trị chuyển dịch vào trong lòng hố móng (do lực nén của các thanh chống gây ra) tại các điểm đó. Lực nén xuất hiện trong các thanh chống khi tất cả các lực ở bên trong và bên ngoài tường đạt tới trạng thái cân bằng. Áp lực đất ở phía ngoài tường giảm tới áp lực đất ở trạng thái nghỉ và áp lực đất bị động mặt bên trong tường ở dưới đáy hố móng sẽ thay đổi khi có chuyển vị ngang xuất hiện. Lực cân bằng thay đổi trong thanh chống và sự thay đổi áp lực đất ở dưới đáy hố móng là nguyên nhân gây ra một lượng dịch chuyển ngang phụ thuộc vào độ cứng của thanh chống và độ cứng của đất ở trạng thái nén bên dưới đáy hố móng.



Hình 10.3: *Ảnh hưởng của độ cứng và nhịp chống đỡ tới chuyển dịch ngang của tường (Goldberg và các đồng sự)*
h – Khoảng cách theo phương thẳng đứng giữa các cột chống đỡ hoặc giữa cột chống đỡ và đáy hố đào; E_w – Môđun đàn hồi của vật liệu làm tường; I_w – Mômen quán tính của tường trên 1 đơn vị chiều dài; γH – Áp lực quá cốt kết; C_u – Cường độ kháng cắt không thoát nước của đất.

10.1.7. Tác động của việc gia tải trước

Những kinh nghiệm thi công chắn giữ hố móng cho thấy việc gia tải trước cho hệ giằng của hố móng sâu là nhằm làm giảm độ lún bên ngoài hố trong các loại đất rời và đất sét có độ cứng trung bình và cứng, bằng cách liên kết cọc cừ cứng và dầm chẳng hạn như cọc cừ thép và dầm tường bằng bêtông cốt thép. Ngoài phần gia cố thực tế này ra, chuyển dịch của đất sẽ giảm đi nếu gia cường độ cứng của đất bằng hiệu ứng trễ của đường cong biến dạng - ứng suất của đất trong quá trình dỡ tải kết hợp với sự gia tải và dỡ tải lặp đi lặp lại trong các thanh chống và giằng tại các vị trí chắn giữ. Ưu điểm của việc làm giảm độ lún của đất bằng phương pháp gia tải không được chấp nhận một cách hoàn toàn từ một số nhà thiết kế các công trình tạm. Mặc dù O'Rourke (1976) đã tổng kết quan điểm của mình bằng cách thống kê hầu hết các trường hợp hệ thanh

chống xiên được gia tải trước đến 50% tải trọng thiết kế thì các chuyển vị lớn sẽ giảm tại các cột chống và sự quá tải của hệ khung giằng là không xảy ra khi gia tải trước đạt tới giới hạn 50% giá trị của tải thiết kế.

Việc gia tải trước trong hệ thanh chống có thể được so sánh với việc kéo căng các thanh neo đất. Việc kéo căng này đã được áp dụng thành công bằng cách sử dụng các kích kéo sau tại các cốt lắp hệ khung chống đỡ khi hố móng đạt tới cốt đó. Sự vượt tải 10% được áp dụng cho mỗi neo để phòng khi các neo rão ra làm giảm tải. Mô hình nền Winkler được sử dụng sau đó để kiểm tra ứng suất và biến dạng trong cọc cừ ứng với tải trọng neo ở mỗi giai đoạn đào. Không thể tìm thấy bằng kinh nghiệm những giá trị chuyển dịch lớn hay sự quá tải trong quá trình này.

Hiệu quả của việc gia tải trước các thanh neo làm giảm chuyển dịch thẳng đứng bên ngoài biên của hố móng có quan hệ với độ dài của thanh neo. Nơi mà chiều dài cố định của thanh neo được lắp đặt ở vùng đất có chuyển dịch do đào vượt quá cốt đáy thì chỉ có thể làm giảm bớt giới hạn chuyển vị này. Điều này dường như chỉ đúng đối với đất dính còn đối với đất cát và sỏi cuội thì neo ứng suất trước có chiều dài cố định ngắn hơn theo lí thuyết nêm Coulomb (làm thành góc $45^o + \phi/2$ đối với phương nằm ngang) có thể làm giảm chuyển vị dọc và ngang một cách hiệu quả hơn.

10.1.8. Biện pháp thi công

Việc lựa chọn biện pháp thi công tổng thể đối với tầng hầm như bằng biện pháp trên-xuống (top-down) hay dưới-lên (Bottom-up), kĩ thuật sử dụng thanh chống hay ván cừ cho biên tầng hầm, khoảng thời gian tiến hành các giai đoạn đào... tất cả đều có ảnh hưởng đến sự chuyển dịch của đất ở quanh hố móng với điều kiện đất nền và kích thước hố móng đã xác định.

Trong phương pháp trên-xuống (top-down), người ta sử dụng sàn tầng hầm thay thanh chống cho các tường hay cọc biên, thông thường việc sử dụng như vậy làm giảm bớt độ lún thẳng đứng. Không có những số đo của đài nhằm so sánh để xác định chắc chắn quan điểm này mặc dù tính chất hiển nhiên của phương pháp này là để giảm đến mức tối thiểu chuyển dịch của đất. Chúng cũng bao gồm cả hệ các thanh chống đỡ thông thường cho các tường ngoài của công trình bằng các sàn của mỗi tầng, độ cứng đàn hồi của hệ chống đó và việc phòng chống chuyển dịch khác. Tính quy tắc của việc sử dụng hệ chống đỡ bằng hệ sàn thay cho hệ giằng ngang ở mỗi chiều cao tầng hầm có thể sẽ không cung cấp đủ lực chống đỡ tại điểm tối ưu, đặc biệt tại những chỗ có tải trọng bề mặt bên ngoài tác động, ví dụ: những móng có sẵn đối với các công trình xây chen... Hơn nữa, một vài nhà thầu cho rằng khi thi công những tường nằm bên trong tường cừ đã thi công trước đó hay khi đào tầng hầm đầu tiên thì không cần phải thi công gia cố nền đất. Điều này làm mất đi tính ưu việt của phương pháp là hạn chế chuyển dịch của đất. Một số nghiên cứu khác (ví dụ: Potts và một vài tác giả khác) đưa ra những kết quả phân tích bằng phương pháp số, bao gồm việc sử dụng những bờ chắn bằng đất để chống đỡ những tường có dạng côngxon bên trong có độ cao từ nền đất tới đáy tầng hầm đầu tiên chỉ làm giảm một phần độ lún phụ do việc đào tầng hầm đầu tiên này.

Việc chọn hệ giằng hay ván cừ và cách lắp đặt chúng cũng ảnh hưởng tới độ lún thẳng đứng của đất. Trong một vài phương pháp, chẳng hạn như tường chắn bằng các cọc trụ và hệ giằng ngang hay phương pháp tường Berlin, sự mất đất do yêu cầu cần phải có bề mặt rộng trong hố đào để lắp đặt hệ thanh chống cũng là nguyên nhân làm cho độ lún lớn hơn so với các phương pháp chắn giữ khác. Cũng tương tự như vậy, ở nơi sử dụng cọc ván cừ trong đất cát và thi công bằng phương pháp rung mạnh hay đóng có xói nước cũng có thể gây ra độ lún lớn.

10.1.9. Trình độ thi công

Nhiều kết quả quan trắc và các tiêu chuẩn thi công khác nhau đều cho thấy rằng việc đào nhanh và thái độ thi công cẩu thả đối với công việc chống đỡ hố đào cũng dẫn tới sự chuyển dịch của hệ thanh chống, sự lún sụt của đất và những phá hoại cục bộ và đã có trường hợp dẫn tới sụp đổ. Nhiều nguyên nhân của những chuyển dịch hay phá hoại phụ của hố đào là do kinh nghiệm hiện trường kém như là việc chậm thi công hệ chống đỡ, đào quá cốt đáy, thi công đóng cọc chất lượng kém, mất nước do các khe tường chắn, mối nối giữa các khoá cọc cừ hay mối nối của tường trong đất kém dẫn tới mất đất, sự biến dạng hay tách thớ của bờ chắn bằng đất sét, sự chất tải bề mặt quá lớn do chất đống các đất đá đào lên hay do thiết bị thi công, thanh neo - giằng không đủ độ cứng, lực kéo/nhổ của chúng không đạt trị số yêu cầu hoặc nêm giữa các thanh giằng bị trượt cũng gây ra sự dịch chuyển lớn của tường và đất quanh hố đào bị lún sụt.

Cũng còn có nguyên nhân do công tác giám sát và quản lí thi công không chặt chẽ... đã gây ra lún sụt đất xung quanh hố đào hay sụp đổ của hệ chống đỡ hố móng.

Qua phân tích các yếu tố ảnh hưởng đến chuyển dịch của đất quanh hố móng ta có thể nêu ra nhận xét quan trọng và có tính chất thực tế rằng: để giảm ảnh hưởng bất lợi đối với đất và công trình nằm trong vùng ảnh hưởng của hố móng là phải tìm cách hạn chế các ảnh hưởng xấu ấy và điều đó sẽ được đề cập chi tiết hơn ở chương 1 còn ở cuối chương này (mục 10.3) chỉ nêu những giải pháp kĩ thuật có tính chất gợi ý chung.

10.2. DỰ BÁO SỰ CHUYỂN DỊCH ĐẤT/CÔNG TRÌNH GẦN HỐ MÓNG

Trước đây, việc thi công hố móng chỉ được xem là việc thi công tầng ngầm và nhà thầu thường chỉ dựa vào cường độ và ổn định để xem xét. Sự phát triển trong xây dựng đã chứng tỏ rằng cách quan niệm như thế là không phản ánh đầy đủ mục đích và yêu cầu thi công hiện đại. Việc tính toán cường độ và ổn định của hố chỉ mới là điều kiện tất yếu vì trong nhiều trường hợp còn phải khống chế cả biến dạng. Việc tính toán biến dạng đất quanh hố móng tương đối phức tạp và chưa trở thành phương pháp thuần thục. Trong một số tiêu chuẩn các nước về vấn đề này, người ta thường dựa vào kinh nghiệm địa phương để khống chế biến dạng.

Sự dịch chuyển của đất nền (lún và chuyển vị ngang) ở xung quanh hố móng là một bài toán khá phức tạp vì nó bị ràng buộc bởi nhiều điều kiện như tính chất đất nền,

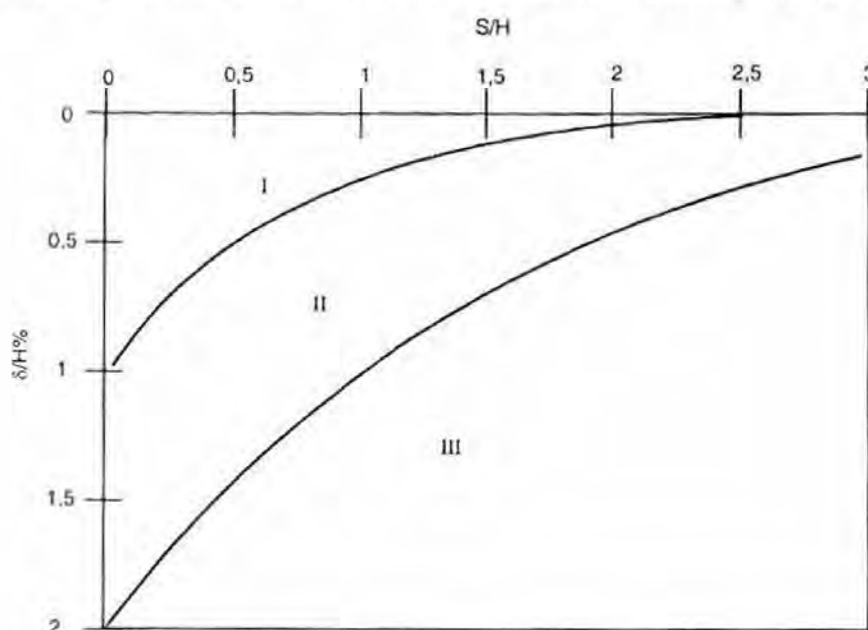
phương pháp thi công, độ cứng hệ chống đỡ... như đã đề cập ở mục 10.1. Nhưng vấn đề dự báo dự chuyển dịch của đất quanh hố móng ngày càng trở thành bức thiết, nhất là khi thi công hố móng trong vùng đô thị có mật độ xây dựng cao. Do đó, những cố gắng để giải quyết vấn đề này có thể tìm thấy qua phương pháp kinh nghiệm, bán kinh nghiệm hoặc qua các phần mềm chuyên dụng.

10.2.1. Những phương pháp kinh nghiệm

Từ những quan trắc đo lún ở lân cận hố móng sâu tại một số hiện trường có điều kiện đất nền xác định, có thể ước lượng được độ lún của đất quanh các hố đào khác có điều kiện đất nền tương tự. Hầu hết các tài liệu này đã được Peck, O'Rourke và các tác giả khác (theo Malcom Puller, 1996) công bố.

1. Phương pháp của Peck (1969)

Công trình của Peck được tổng kết trong hình 10.4, cho thấy độ lún thẳng đứng (theo % của độ sâu hố móng) với khoảng cách đến hố móng (là đại lượng không có thứ nguyên) như một tỉ lệ với độ sâu hố móng. Biểu đồ này được vẽ theo khoảng cách từ hố móng tới nơi xảy ra độ lún và cho thấy dường như độ lún trong sét dẻo lớn hơn ở trong sét cứng và đất dính. Cần chú ý rằng trong sét mềm và rất mềm độ lún lớn hơn 0,2% độ sâu hố móng có thể xuất hiện ở nơi cách xa hố móng khoảng 3 đến 4 lần chiều sâu hố móng. Ảnh hưởng cực hạn của hố móng sâu đến độ lún thẳng đứng đối với tầng hầm nằm trong đất Chicago, chống đỡ bằng cọc ván cừ chôn nông và hệ chống ngang kết hợp với giằng chéo. Ở sâu 5m dưới thành phố Chicago gồm có lớp sét mềm, bên



Hình 10.4: *Biểu đồ thực nghiệm để dự tính độ lún của đất quanh hố móng (Peck, 1969)*
Vùng I: Cát và đất tới sét cứng (C_u > 30kPa), trình độ thi công trung bình;
Vùng II: Sét rất mềm tới mềm (Cu < 30kPa);
Vùng III: Sét rất mềm tới mềm ở độ sâu dưới đáy hố móng.
H – Độ sâu hố móng; S – khoảng cách từ điểm dự tính lún tới vách hố móng; δ – độ lún cần tính.

trên có lớp lấp bằng cát, dưới lớp sét mềm, đất cứng dần cho tới khi trở nên rít cứng ở độ sâu 23m. Do đó, tầng hầm đơn không chôn tới độ sâu của lớp sét mềm nên độ lún ghi nhận được có thể là do việc thi công giếng chìm ở trong tầng hầm hơi là bởi việc thi công hố đào. Yêu cầu ngoại suy số liệu từ một tập hợp những thông số đất của những hiện trường khác với điều kiện đất không phù hợp là một điều hiển nhiên. Các số liệu được Peck đưa ra chỉ cho thấy cách đánh giá độ lún xảy ra trong lớp sét mềm.

Cách sử dụng biểu đồ 10.4 như sau:

- Xác định loại đất để xếp nó thuộc vùng I, II hoặc III;

- Yêu cầu tính lún tại các điểm i trên mặt đất, có khoảng cách tới mép móng là s_i tìm được s_i/H;

- Từ trục hoành, ở điểm s_i/H ta dựa vào đường cong tìm được từ trục tung, giá trị δ/H;

- Biết độ sâu của hố đào H, từ tỉ số δ/H ta tìm được độ lún của điểm i là δ.

Việc tính toán cụ thể có thể xem ở ví dụ cuối chương này.

2. Phương pháp của O'Rourke (1976)

O'Rourke và các tác giả khác đưa ra các số liệu lún đối với các hố đào chống đỡ bằng các cọc trụ và hệ giằng ngang kết hợp với hệ thanh chống trong cát chặt xen lẫn sét ở Washington, DC. Độ lún cực đại vào khoảng 0,3% độ sâu hố móng ở những điểm nằm ngay phía sau cọc ván cừ và mở rộng ở lân cận hố móng ở khoảng cách gấp đôi độ sâu của nó. O'Rourke và một số tác giả cũng đưa ra các ghi chép về độ lún ở Chicago cũng tương tự như các số liệu ban đầu của Peck.

Sử dụng các số liệu này, O'Rourke đưa ra các cách tính sau này về độ lún của đất quanh hố với chống đỡ bằng giằng.

O'Rourke đã phát triển mối quan hệ giữa biến dạng mái dốc của tường với độ lún thẳng đứng của đất tại phía sau tường chắn và định nghĩa hệ số biến dạng C_D là tỷ lệ giữa chuyển vị lớn nhất S_w trên bề mặt đất sau tường với chuyển dịch ngang lớn nhất của tường, bao gồm cả sự phình đàn hồi S'_w của tường (hình 10.5). Mối quan hệ này sẽ được sử dụng để dự tính độ lún thẳng đứng cực đại từ giá trị tính toán biến dạng ngang của tường.

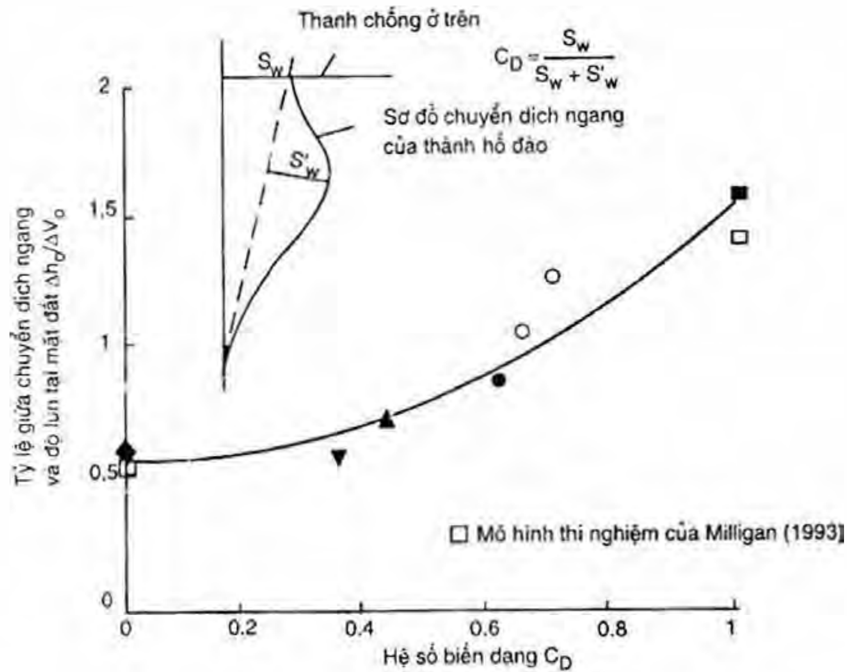
Sử dụng quan hệ thực nghiệm (hình 10.5) vừa nêu như sau:

- Tính chuyển vị ngang S_w và độ phình đàn hồi lớn nhất S'_w của tường tại vị trí thanh chống bằng phương pháp tương ứng (cọc bản, tường liên tục...) đã được nêu ở các chương trước;

- Tính hệ số biến dạng $C_p = S_w/(S_w + S'_w)$;

- Từ trục hoành và đường cong thực nghiệm ta xác định được tỉ số $\Delta h_o \Delta v_o$ ở trục tung;

- Biết chuyển vị ngang (tính toán hoặc đo) Δh_o, ta tìm được độ lún của đất ΔV_o tại mặt nền.



Hình 10.5: Quan hệ giữa chuyển dịch ngang và chuyển dịch thẳng đứng với hệ số biến dạng (O'Rourke, 1981)

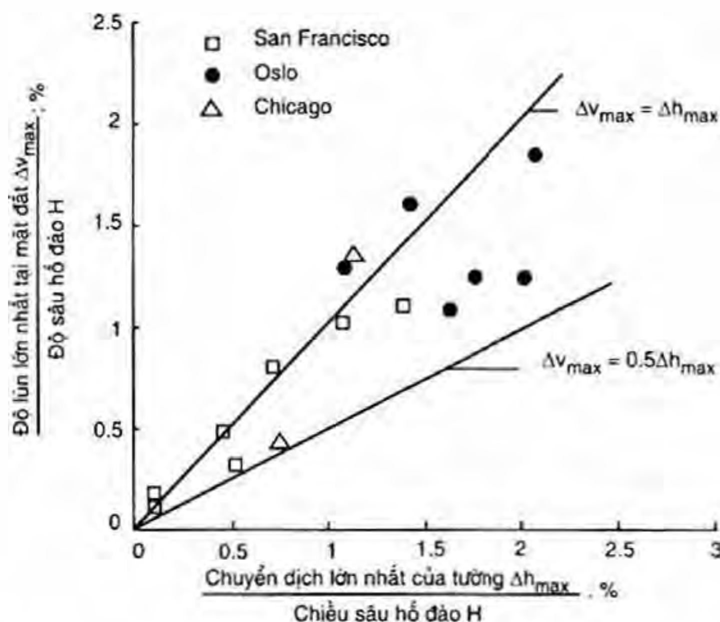
Kí hiệu	Độ sâu cực đại (m)	Hệ chống đỡ	Loại đất	Vị trí
•	18	Cọc trụ và giằng	Cát và bùn sét	Washington DC
▲	13	Cọc trụ và giằng, chống ngang và chống chéo 3 cấp	Sét mềm tới cứng vừa	Chicago
▼	8	Cọc cừ chống xiên ở 3 cấp	Sét mềm tới cứng vừa	Chicago
■	13	Tường trong vữa, neo và chống xiên 2 cấp	Sét mềm tới cứng vừa	Chicago
◊	9	Cọc trụ và giằng, chống xiên 2 cấp	Sét mềm tới cứng vừa	Chicago
o	8	Cọc ván cừ, chống xiên 2 cấp	Sét mềm tới cứng vừa	Chicago
♦	14	Cọc ván cừ, chống ngang và chống xiên ở 2 cấp	Sét mềm tới cứng vừa	San Francsico

3. Phương pháp của Clough và Mana (1981)

Mana và Clough lập ra mối quan hệ kinh nghiệm giữa độ lún cực đại của đất và chuyển dịch ngang lớn nhất của tường từ số liệu đo được trong điều kiện đất sét của San Francsico, Oslo và Chicago (hình 10.6). Các tác giả cho rằng độ lún lớn nhất tại bề mặt đất gần như bằng chuyển vị ngang cực đại của đất sét.

Việc sử dụng tương quan kinh nghiệm ở hình 10.6 trên đây không có gì đặc biệt: biết $\Delta h_{max}/H$ nhờ biểu đồ suy ra $\Delta V_{max}/H$ và ngược lại.

Clough đã tổng kết bước đầu các số liệu kinh nghiệm về cọc ván cừ và tường có neo đối với những dạng đất nền từ đất cát và bùn, sét mềm cho tới sét cứng. Hầu hết các giá trị của chuyển vị cực đại duy trì dưới 1% độ sâu hố đào và không có sự thay đổi đáng kể nào quan sát được trong các loại đất này. Clough cho rằng khi dùng các neo ứng suất trước đã giảm chuyển vị của đất nhiều hơn so với số liệu của Peck.



Hình 10.6: Tương quan kinh nghiệm giữa độ lún bề mặt cực đại của đất và chuyển dịch ngang cực đại của tường (Mana và Clough, 1981)

10.2.2. Các phương pháp bán kinh nghiệm

Một vài phương pháp đã đề ra khả năng lún ở sau tường chắn chống đỡ hố móng sâu bằng cách tính toán thông qua mối liên hệ kinh nghiệm đã xác định từ chuyển vị ngang của tường.

1. Phương pháp Caspe (1966) và Bowles (1988)

Caspe đưa ra một phương pháp tính toán mối quan hệ giữa các số liệu lún với hình dáng biến dạng của tường khi sử dụng các giả thiết sau;

a) Ở ngay bên cạnh tường có một bề mặt xác định giới hạn của biến dạng đất do việc đào;

b) Giả thiết có sự biến thiên của chuyển vị ngang trong đất giữa biên thành hố móng và tường.

c) Ở mọi vị trí, chuyển vị thẳng đứng được giả thiết có liên quan tới chuyển vị ngang qua hệ số Poisson's υ.

Theo một số phương pháp khác đã đề cập tới điều kiện biến dạng phẳng, giả thiết này không phù hợp và mối quan hệ giữa biến dạng thẳng đứng và nằm ngang phải được diễn tả bởi hệ số $\upsilon/(1 - \upsilon)$. Phương pháp của Caspe được thay thế bằng phương pháp của Bowles sử dụng quan niệm trên trong tính toán với sự chấp nhận hợp lý giữa số liệu lún tính toán được và các số đo ở hiện trường được tiến hành theo các bước sau:

(1) Xác định chuyển dịch của tường cừ trên cơ sở coi tường là một kết cấu thanh chịu tác dụng của áp lực đất;

(2) Dựa vào giá trị chuyển vị của tường cừ đã tính ở trên, xác định thể tích vùng dịch chuyển V_s;

(3) Tính hoặc giả thiết vùng ảnh hưởng có thể phát triển độ lún sụt theo các bước do Caspe kiến nghị như sau (cho đất ở đáy hố móng là sét):

a) Xác định chiều sâu hố móng H_w;

b) Xác định chiều sâu dưới đáy hố móng:

- Khi $\phi = 0$, $H_p = B$; (10.1)

- Khi $\phi > 1$, $H_p = 0,5Btg(45^o + \phi/2)$;

Từ đó tính $H_t = H_w + H_p$ (10.2)

Trong đó:

B - bề rộng hố móng;

ϕ - góc ma sát trong của đất.

c) Tính toán gần đúng khoảng cách của vùng ảnh hưởng D theo công thức:

$$D = H_t \tan\left(45^o - \frac{\phi}{2}\right) \quad (10.3)$$

(4) Tính toán độ lún tại vị trí cạnh biên hố đào theo công thức:

$$S_w = \frac{2V_s}{D} \quad (10.4)$$

(5) Tính toán các độ lún S_i trong vùng ảnh hưởng với giả thiết độ lún này được phân bố theo một hàm parabol bằng công thức sau:

$$s_i = s_w\left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (10.5)$$

2. Phương pháp của Bauer (1984)

Một phương pháp bán kinh nghiệm khác của Bauer được cho trên hình 10.7. Phương pháp này có khả năng áp dụng cho các hố móng trong cát, đã cho thấy sự hợp lí giữa các số liệu lún tính toán và các chuyển dịch ở hiện trường, mặc dù độ rộng vùng ảnh hưởng lún tính toán được xuất hiện có giới hạn độ mở rộng theo phương ngang nhỏ hơn độ sâu hố đào một giá trị thực tế là ϕ.

Trong hình trên bề rộng ảnh hưởng của hố móng B xác định theo công thức:

$$B = 1,5H\tan(45^o - \phi'/2) \quad (10.6)$$

Độ lún bề mặt đất tại điểm x trong vùng ảnh hưởng B tính theo công thức:

$$S = S_o\left(\frac{x}{b}\right)^2 f_1 f_2 \quad (10.7)$$

Biến đổi của hệ số lún theo trạng thái đất nền là cát:

$$r_o = \frac{2 - (2D_r)^{1/2}}{100} \quad (10.8)$$

Trong các công thức trên:

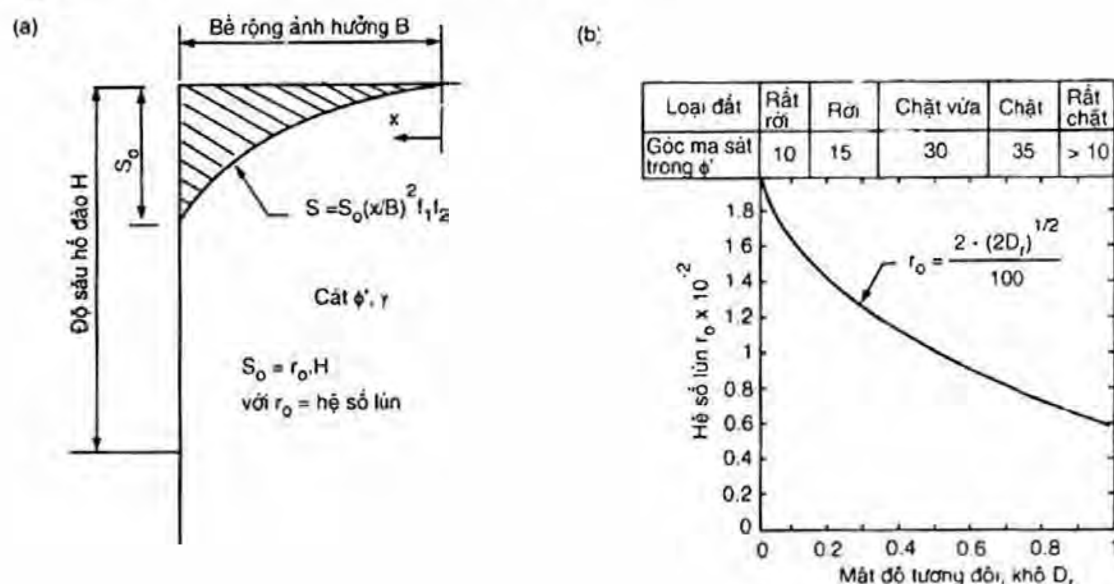
H - độ sâu hố móng;

ϕ' - góc ma sát trong của cát;

D_r - độ chặt tương đối của cát ở trạng thái khô;

f_1, f_2 - hệ số kể đến trình độ thi công và mức độ khó khăn khi thi công, tra ở bảng kèm dưới hình 10.7;

$s_0 = r_oH$ - độ lún của đất tại sát tường cừ.



Hình 10.7: Phương pháp bán kinh nghiệm để dự tính độ lún trong cát
a) Độ lún của đất ở xung quanh tường;
b) Sự biến đổi của hệ số lún theo đặc tính của đất nền (Bauer)

Hệ số	Trình độ thi công				Hệ số	Mức độ khó khăn khi thi công		
	Hoàn hảo	Tốt	Trung bình	Tồi		Không khó	Trung bình	Khó
f_1	0,8	0,9	1	1,1	f_2	1	1,02	1,05

3. Phương pháp lập biểu đồ của Mana - Clough (1981)

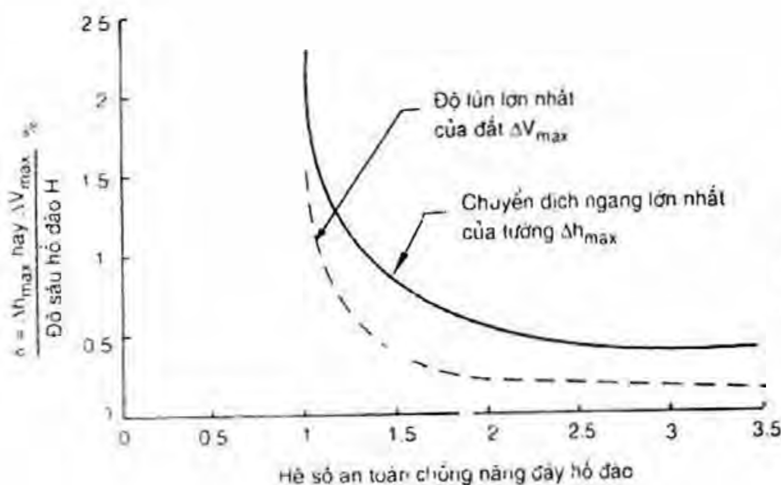
Phương pháp này được Mana và Clough phát triển thành công thức để dự tính biến dạng của tường và vùng lõm do lún đối với hố móng có chống đỡ trong đất sét từ mềm tới cứng. Quá trình này được tiến hành như sau:

a) Tại mỗi giai đoạn thi công ở vị trí cần phải dự tính chuyển dịch, tính toán hệ số a.. toàn tối thiểu chống phá hoại nâng đáy nền bằng phương pháp Terzaghi.

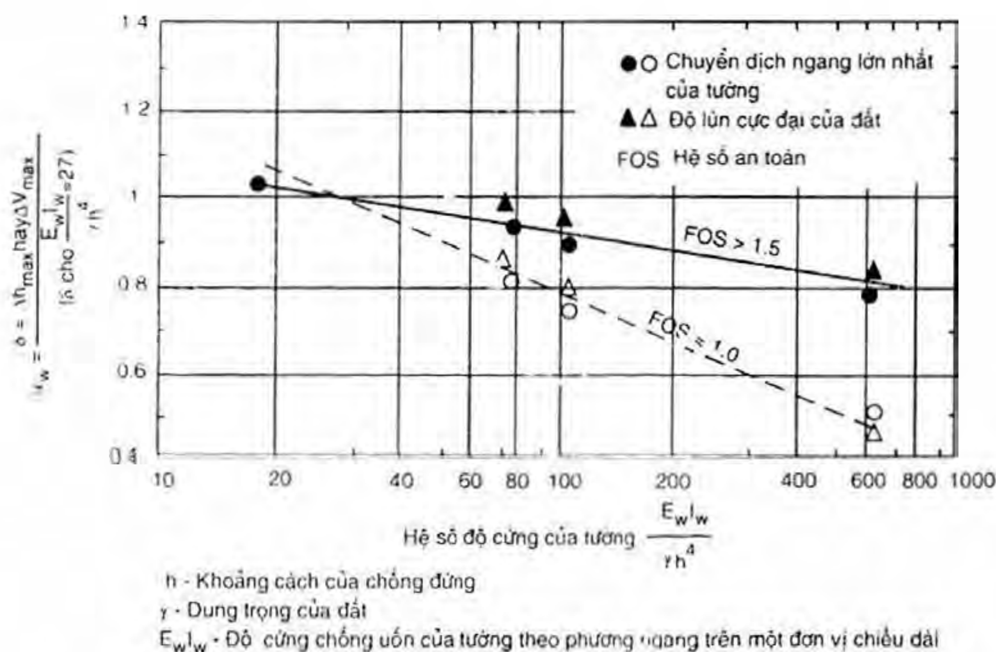
b) Dự tính chuyển dịch ngang lớn nhất của tường Δh_{max} từ mối quan hệ giữa hệ số an toan cho phá hoại nâng đáy nền với chuyển dịch cực đại của tường cho trên hình 10.8. Độ lún lớn nhất Δv_{max} có thể dự tính được bằng giả thiết Δv_{max} nằm trong phạm vi 0,6 tớ . ,0Δh_{max}.

c) Trên cơ sở hệ số độ cứng của tường, hệ số độ cứng hệ thanh chống, độ sâu của lớp đất cứng và chiều rộng hố móng B, xác định các hệ số ảnh hưởng α_w, α_s, α_D, α_B bằng cách sử dụng các hình 10.9 - hình 10.12.

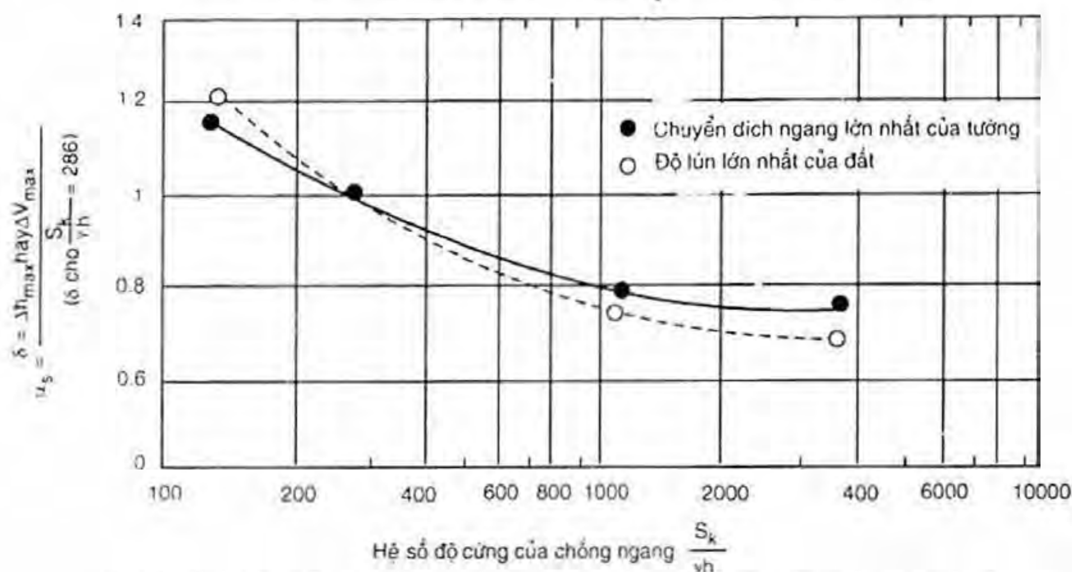
d) Xác định hệ số ảnh hưởng đối với tải trọng được gia tải trước trong thanh chống α_p sử dụng hình 10.13.



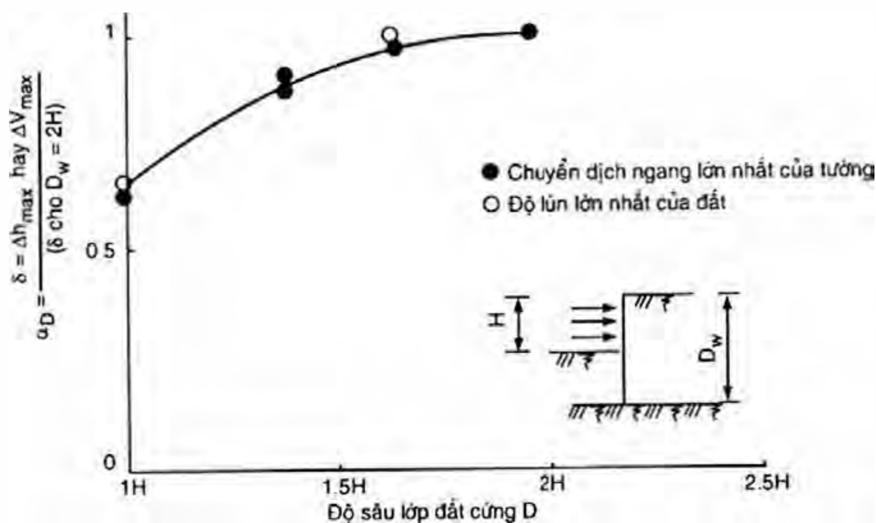
Hình 10.8: Quan hệ giữa chuyển dịch ngang cực đại của tường và hệ số an toàn chống nâng đáy hố đào (Mana và Clough)



Hình 10.9: Ảnh hưởng của độ cứng của tường tới chuyển dịch ngang cực đại của tường và độ lún cực đại của đất (Mana và Clough)

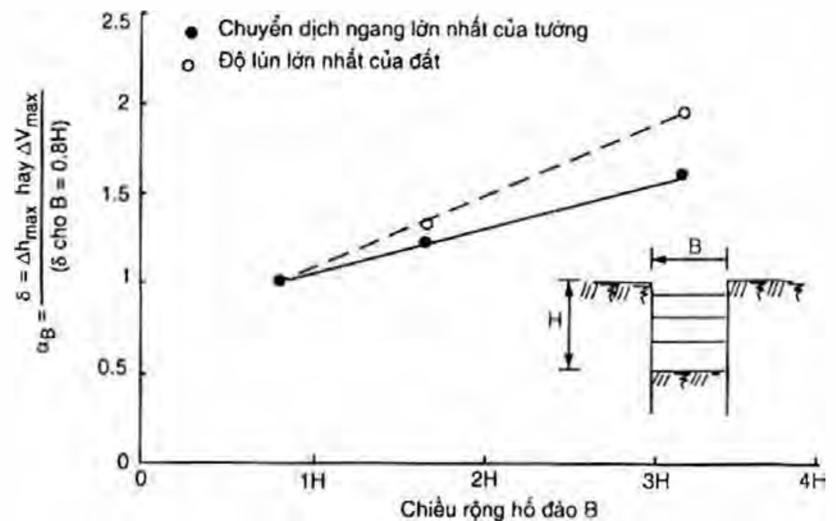


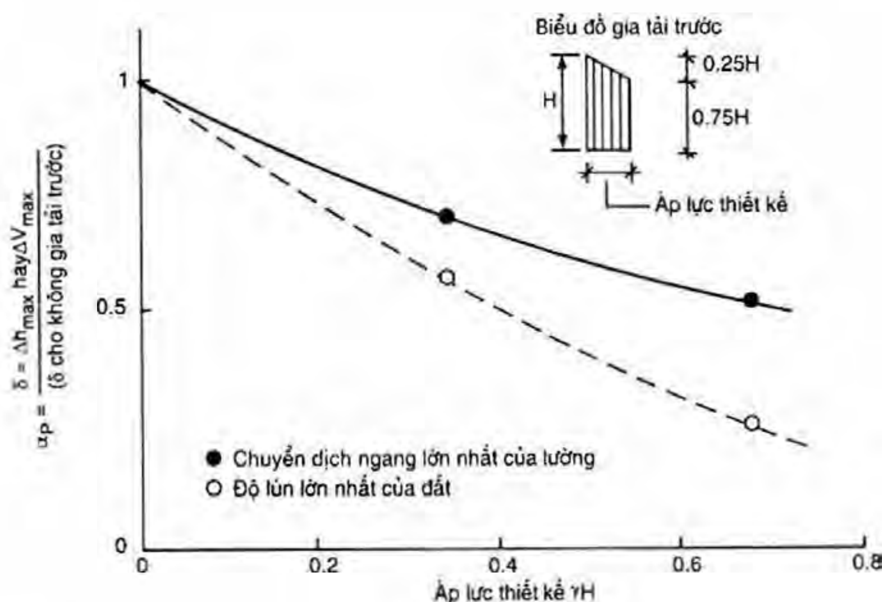
Hình 10.10: Ảnh hưởng của độ cứng thanh chống tới chuyển dịch ngang cực đại của tường và độ lún cực đại của đất (Mana và Clough)



Hình 10.11: Ảnh hưởng của độ sâu tới lớp đất cứng với chuyển dịch ngang cực đại của tường và độ lún cực đại của đất

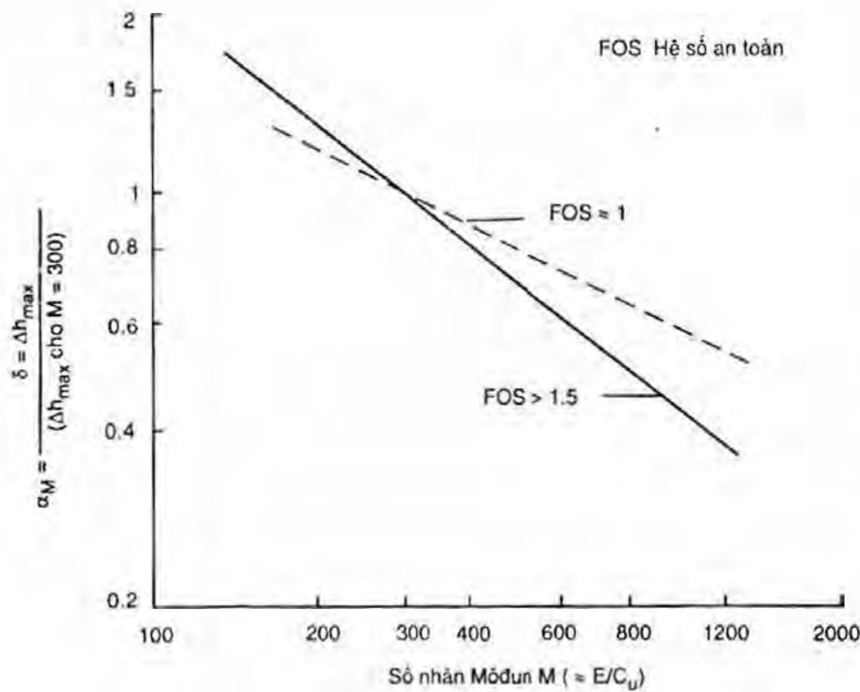
Hình 10.12: Ảnh hưởng của bề rộng hố móng tới chuyển dịch ngang cực đại của tường và độ lún cực đại của đất (Mana và Clough)





Hình 10.13: Ảnh hưởng của sự gia tải trước trong các thanh chống ngang tới chuyển dịch ngang cực đại của tường và độ lún cực đại của đất (Mana và Clough)

e) Xác định hệ số ảnh hưởng số nhân môđun α_m từ hình 10.14.

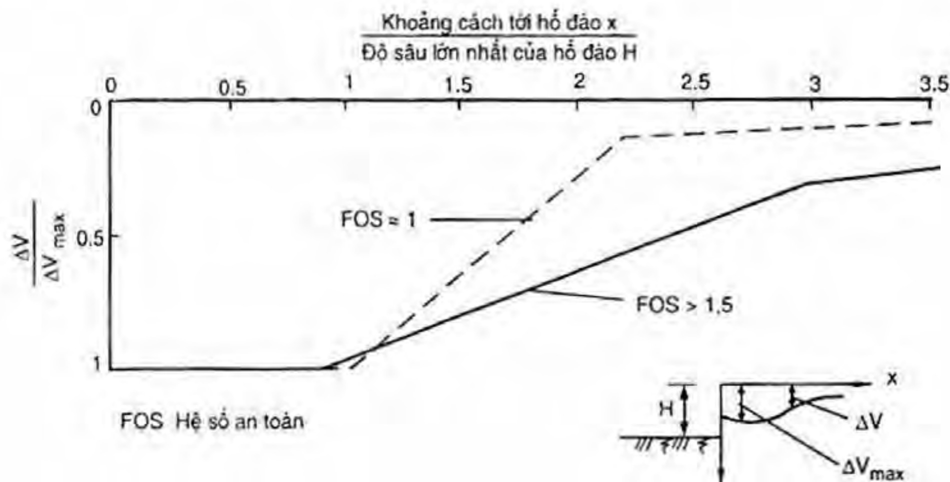


Hình 10.14: Ảnh hưởng của số nhân môđun tới chuyển dịch ngang cực đại của tường và độ lún cực đại của đất (Mana và Clough

f) Sử dụng giá trị Δh_{max} của bước (b) và các hệ số ảnh hưởng xác định trong các bước (c) - (e) tính toán giá trị sửa đổi của chuyển dịch ngang cực đại.

g) Sửa lại Δh_{max} dự tính sử dụng mối quan hệ $\Delta v^{*}_{max} = 0,6 - 1,0\Delta h^{*}_{max}$.

h) Vẽ các số liệu lún của đất sử dụng các giá trị Δv^{*}_{max} và các số liệu cho trong hình 10.15.



Hình 10.15: Đường bao sơ đồ lún điển hình của đất (Mana và Clough)

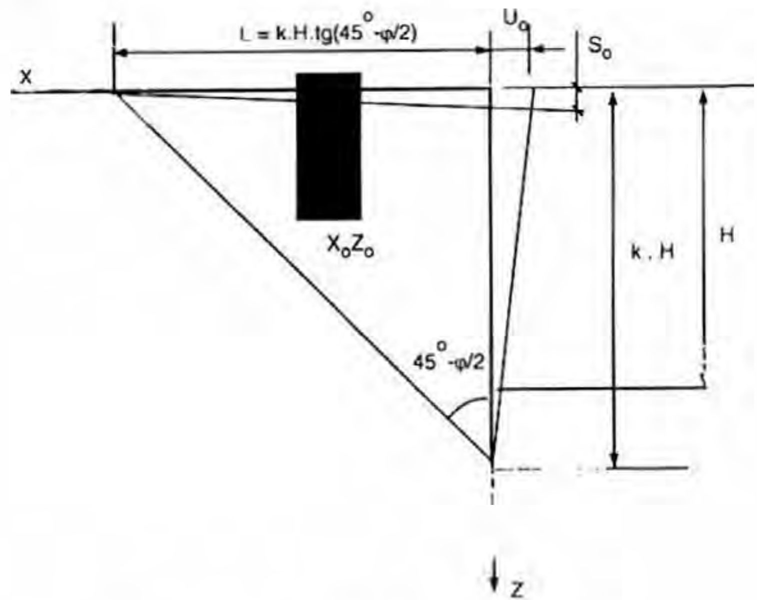
$$\Delta^*_{max} = \Delta_{max}\alpha_w\,\alpha_s\,\alpha_D\,\alpha_B\,\alpha_P\,\alpha_M \qquad (10.9)$$

4) Phương pháp của Moscomarchitextura (1999)

Chính quyền Matxcơva (Liên bang Nga) đã ban hành một kiến nghị về cách tính toán độ lún và chuyển vị ngang của móng nhà đã xây nằm trong phạm vi ảnh hưởng của hố móng sâu đang thi công ở gần đó nhằm kiểm tra xem có cần những biện pháp bảo vệ hay không khi không kể đến sự vững chắc các phần tử của nhà.

Để làm việc này cần phải tính toán kết cấu chắn giữ hố móng và dựng được biểu đồ chuyển vị ngang của kết cấu chắn giữ.

Trong trường hợp nếu móng công trình ở gần (nằm trong lăng trụ áp lực chủ động của đất như thể hiện trên hình 10.16) thì có thể xem rằng chuyển vị của móng có quan hệ trực tiếp với độ lớn chuyển vị ngang của kết cấu chắn giữ hố móng. Giả thiết rằng diện tích của biểu đồ lún tại bề mặt đất bằng diện tích của biểu đồ chuyển vị ngang của kết câu chắn và dạng của chúng là giống nhau thì chuyển vị của những điểm của móng đã biết toạ độ (hình 10.16) được tìm từ các quan hệ sau:



Hình 10.16: Sơ đồ để xác định độ lún và chuyển vị ngang của móng ở gần hố đào

- Độ lún:
$$S(x_o, z_o) = \frac{u[0, z_o + x_o/\tan(45 - \varphi_{II}/2)]}{\tan(45^o - \varphi_{II}/2)} \qquad (10.10)$$

- Chuyển vị ngang:
$$u(x_o, z_o) = u[0, z_o + x_o/\tan(45^o - \varphi_{II}/2)] \qquad (10.11)$$

Trong đó:

$u[0, z_o + x_o/\tan(45^o - \varphi_{II}/2)]$ là chuyển vị ngang của tường chắn ở độ sâu $z_o + x_o/\tan(45^o - \varphi_{II}/2)$;

φ_{II} - trị trung bình gia quyền của góc ma sát trong của đất (độ) khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ 2.

Đối với tường chắn làm việc theo sơ đồ công xôn thì cho phép dùng quy luật tuyến tính theo chiều sâu đối với chuyển vị ngang. Trong trường hợp này trị chuyển vị của móng có toạ độ (x_o, z_o) được xác định bằng các biểu thức:

- Độ lún:

$$S(x_o, z_o) = \frac{u_o.[1 - z_o/k.H - x_o/k.H.\tan(45^o - \varphi_{II/2})]}{\tan(45^o - \varphi_{II}/2)} \quad (10.12)$$

- Chuyển vị ngang:

$$u(x_o, z_o) = S(x_o, z_o).\tan(45^o - \varphi_{II}/2)] \quad (10.13)$$

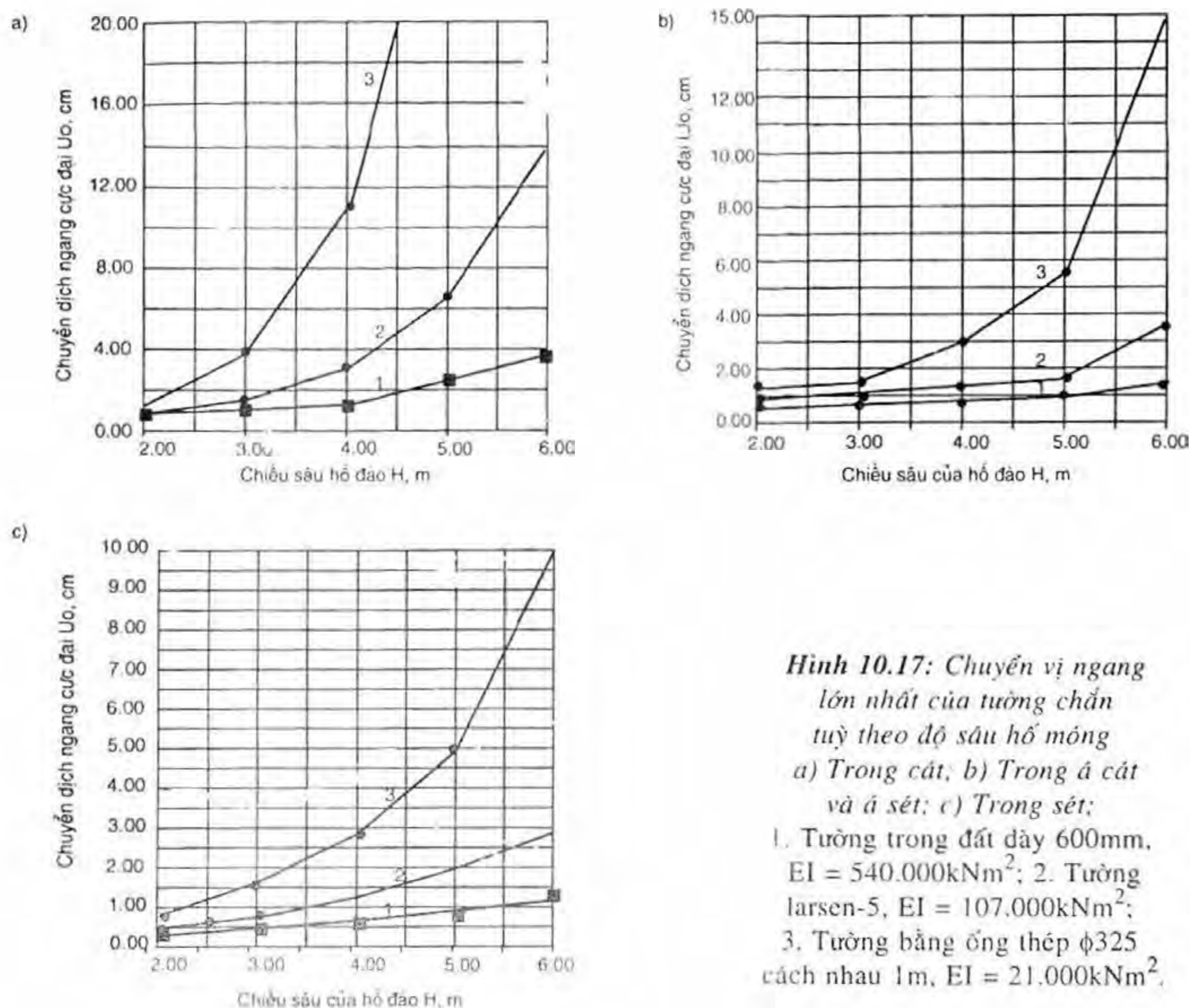
Trong đó:

u_o - chuyển vị ngang của đỉnh tường chắn;

H - độ sâu hố móng;

k - hệ số không thứ nguyên được lấy tuỳ theo điều kiện đất, đối với cát: k = 1,3; á sét và á cát. k = 1,2; sét: k = 1,1.

Trị số hướng dẫn của chuyển vị ngang ở đầu tường chắn ở các điều kiện đất khác nhau tuỳ theo độ sâu hố móng và kiểu kết cấu tường cho trên hình 10.17. Trong tính toán sơ bộ cho phép dùng nội suy đối với những trị trung gian về độ cứng của tường.



Hình 10.17: Chuyển vị ngang lớn nhất của tường chắn tuỳ theo độ sâu hố móng a) Trong cát; b) Trong á cát và á sét; c) Trong sét;
1. Tường trong đất dày 600mm, EI = 540.000kNm^2; 2. Tường larsen-5, EI = 107.000kNm^2; 3. Tường bằng ống thép ϕ325 cách nhau 1m, EI = 21.000kNm^2.

Trị số u_0 có được là tính cho độ sâu đầy đủ của tường chắn, bằng 2H và có kể đến tải trọng phân bố đều 10kPa trên bề mặt đất. Mực nước ngầm trong mọi tính toán đều lấy nằm dưới đáy hố móng và không kể đến tải trọng truyền từ nhà ở gần.

Cần chú ý rằng khi dùng neo để giữ tường chắn hố móng thì cần kể đến ảnh hưởng của nó đến biến dạng của những móng ở gần do nội lực thêm truyền vào nền khi căng neo cũng như do từ biến của rễ neo trong quá trình đào móng.

10.2.3. Các phương pháp số

Từ những năm 1960, những phương pháp số sử dụng phần tử hữu hạn (PTHH) hay sai phân hữu hạn cho phép phân tích tương tác kết cấu - đất nền đã được sử dụng rộng rãi. Do các công cụ toán học đã cung cấp những lời giải của bài toán biến dạng phẳng hai chiều (lời giải cho bài toán tương tác kết cấu - đất nền 3 chiều sẽ trở nên thông dụng hơn khi cải tiến được năng lực tính toán của máy) và việc sử dụng các chương trình thương mại sẵn có như CRISP, SAGE CRISP (phát triển của SRISP, Anh), PLAXIS (Hà Lan), SIGMA/W (Canada) hay các chương trình làm lấy của các viện hàn lâm hay các tổ chức chuyên ngành (ví dụ như ICFEP của Đại học Hoàng gia Luân Đôn)... ngày càng trở nên phổ biến. Các phương pháp này giải quyết tất cả cácbài toán lý thuyết bằng những điều kiện biên của mô hình thực trong bài toán hiện trường và tổng hợp, mô phỏng theo từng giai đoạn của quá trình đào bao gồm cả mối quan hệ theo thời gian chẳng hạn như sự tiêu tán của áp lực nước lỗ rỗng. Chuyển vị là ẩn số đầu tiên được giải bởi các phương pháp này, do đó việc dự tính chuyển vị ngang và độ lún thẳng đứng được thực hiện thuận tiện đối với chúng.

Các phần mềm PTHH nói chung thường dành cho người sử dụng quyền lựa chọn thiết lập mô hình trong phạm vi từ mô hình đàn hồi đơn giản tới các mô hìnhđàn dẻo phi tuyến phức tạp. Việc lựa chọn mô hình cuối cùng sẽ phụ thuộc vào yêu cầu độ chính xác của phương pháp dự báo và sự sẵn có của các số liệu đầu vào phù hợp, đặc biệt là các thông số của nền đất. Một vài vấn đề mà người thiết kế gặp phải làviệc lựa chọn mô hình thiết lập đã được Woods và Clayton đề cập tới gồm hai phần có liên quan tới độ cứng của đất: ứng xử tuyến tính và biến dạng nhỏ. Mặc dù giải pháp nàysử dụng mô hình tuyến tính đơn giản đã có sẵn trong nhiều năm, người ta vẫn dùng nó đánh giá độ lún và biến dạng của tường trong hầu hết các loại đất trong tự nhiên, thận chí cả với các loại đất có giá trị biến dạng rất nhỏ. Thêm vào đó, việc sử dụng cácchương trình PTHH để dự tính các chuyển vị của đất ở xung quanh hố móng nói chung thường cho biến dạng lớn hơn ngoại trừ trường hợp độ cứng của những khối đất biến dạng nhỏ được đưa vào sử dụng trong tính toán. Để có được các giá trị này, những quá trình đo đặc biệt đã được thiết kế để sử dụng cho thí nghiệm nén 3 trục. Ở nơi hố móng gần với công trình đã xây thì phải thực hiện việc đo, phân tích tính toán lại để cung cấp giá trị thích hợp của độ cứng đất miễn là điều kiện đất nền của hố móng và của công trình tương tự nhau. Người ta hoàn toàn tán thành việc sử dụng biến dạng nhỏ phi tuyến để dự tính độ lún sẽ phụ thuộc vào việc lựa chọn giá trị K_0 chính xác cho các công trình đặc biệt.

Việc tính toán hố móng bằng phương pháp PTHH thường được chia làm 4 tình huống:

- Tình huống *thi công*: là giai đoạn mở hố;

- Tình huống *điều chỉnh*: là giai đoạn mà hố móng đạt tới hình dạng cuối cùng nhưng sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng và sự cố kết của đất vẫn đang diễn ra, phát triển tới trạng thái thấm ổn định.

- Tính huống *dài hạn*: là trạng thái hố móng được đào đạt tới hình dạng hình học cuối cùng và dạng tải trọng được xác lập nhưng có sự thay đổi của tải trọng và tính chất vật liệu theo thời gian.

- Tính huống *ngắn hạn*: là trạng thái ở bất cứ thời điểm nào ở trong 3 giai đoạn trên có thể xẩy ra các hiện tượng như động đất, nổ, thấm hay chất tải ngắn hạn.

Do bản thân phương pháp phần tử hữu hạn là một phương pháp tính gần đúng sự làm việc của hố móng trong thực tế nên việc thiết lập mô hình phân tích phải đảm bảo sao cho không xảy ra các lỗi sai khác quá lớn. Những điều cần chú ý khi thiết lập mô hình gồm có:

- Kiểu phần tử hữu hạn: phần tử kết cấu, phần tử đất và phần tử tiếp xúc (interface);

- Sự rời rạc hoá;

- Mô phỏng quá trình thi công (giải phóng ứng suất khi đào);

- Mô hình hoá sự ứng xử của vật liệu nền: lựa chọn mô hình nền sát với điều kiện làm việc thực tế.

Những điều vừa nêu sẽ được trình bày chi tiết hơn ở phụ lục cuối sách.

10.3. MỘT SỐ BIỆN PHÁP NHẰM GIẢM CHUYỂN VỊ ĐẤT QUANH HỐ MÓNG

Những sự cố hố móng sâu và nguyên nhân gây sự cố sẽ được trình bày chi tiết ở chương 11, trong đó có đề cập đến cả một số giải pháp phòng ngừa và xử lý sự cố. Ở phần này của chương 10 chỉ trình bày một số biện pháp kĩ thuật nhằm hạn chế sự chuyển dịch của đất hoặc công trình ở gần hố móng tuy rằng có nhiều yếu tố gây ra chuyển dịch này như đã nêu ở mục 10.1. Một vài biện pháp cần thiết để đảm bảo sao cho các chuyển dịch của đất theo phương thẳng đứng, nằm ngang, xung quanh và dưới đáy hố móng là nhỏ nhất theo các thông số về điều kiện đất nền đã cho. Các biện pháp đó là:

a) Sử dụng các tường chắn để chống đỡ đất cả trong dài hạn và ngắn hạn;

b) Sử dụng các tấm hay tường có độ cứng chống uốn;

c) Tránh làm mất đất bởi các rung động hay các nguyên nhân khác;

d) Đảm bảo độ chôn sâu của tường trong lớp đất tốt;

e) Đảm bảo tường có chống đỡ tại các tâm thẳng đứng và giảm các tâm này theo độ sâu;

f) Thiết lập sự chống đỡ thấp nhất gần cốt đáy hố móng;

g) Tạo độ cứng chống nén trong các thanh chống;

h) Gia tải trước trong thanh chống hoặc kéo trước các thanh neo;

i) Tránh chậm trễ trong việc lắp đặt các thanh chống ngang và dọc, tránh để hở các khối panel tường chắn trong một thời gian dài và tránh chậm tiến hành các công việc lắp đặt thanh chống hay neo tại các cốt chống đỡ của hố đào;

j) Tránh làm mất đất do đào lẹm hoặc mất các hạt đất mịn trong quá trình bơm hút nước;

k) Tránh bị xói lở khi thoát nước ở ngoài tầng hầm;

l) Trong đất yếu, việc gia cố đất nằm dưới đáy hố móng phải đảm bảo sao cho sức kháng bị động trong ván cừ cân bằng với cường độ và độ cứng cao của đất (việc gia cố này có thể tiến hành bằng cách bơm phụt từng vùng, đầm rung hay thay thế rung).

Đối với các tầng hầm sâu, nơi điều kiện đất nền cho phép ngăn cản nước ngầm chảy vào trong hố, phương pháp thi công từ trên xuống (top-down) có thể làm giảm độ lún ở bên ngoài hố đào. Tuy vậy, phương pháp này cũng có những nhược điểm như giá thành đào đất dưới sàn tầng hầm cao, có rủi ro về chậm tiến độ chung vì mỗi vùng được tiến hành thi công một cách độc lập và vấn đề về không gian, đường đi lại của các đơn vị được chỉ định thi công tại hiện trường trong cùng một thời gian.

Đối với các tầng hầm nông hơn, việc sử dụng phương pháp top-down có thể gặp trở ngại do giá thành cao. Trong tình huống này, các rủi ro xảy ra độ lún quá mức cho phép ở xung quanh hiện trường sẽ được giảm thiểu bằng cách sử dụng các biện pháp nêu trên. Đặc biệt, các tường chắn dạng côngxon và các cọc ván cừ quá cao thường là nguyên nhân làm cho chuyển dịch của đất vượt mức cho phép ở bên ngoài hố móng và nên tránh không chống đỡ cọc ván cừ trên nền tạm hay từ một móng bè đã thi công trước đó tại tâm hình học của mặt bằng tầng hầm. Nơi các tường chắn có dạng côngxon, tại mỗi giai đoạn thi công cọc hay khối panel tường trong đất riêng rẽ, tường trong tầng hầm phải liên kết với nhau tại đỉnh bằng các dầm bêtông cốt thép có đủ độ cứng.

Nên chú ý tới việc sử dụng các bờ đất bảo hộ để làm giảm thiểu chuyển dịch ngang của các tường hay các tấm cừ theo chu vi hố đào sâu.

Dưới đây sẽ trình bày một số giải pháp kĩ thuật thường dùng trong thực tế nhằm hạn chế sự chuyển dịch đất quanh và dưới đáy hố móng.

10.3.1. Giải pháp kĩ thuật đối với hố móng

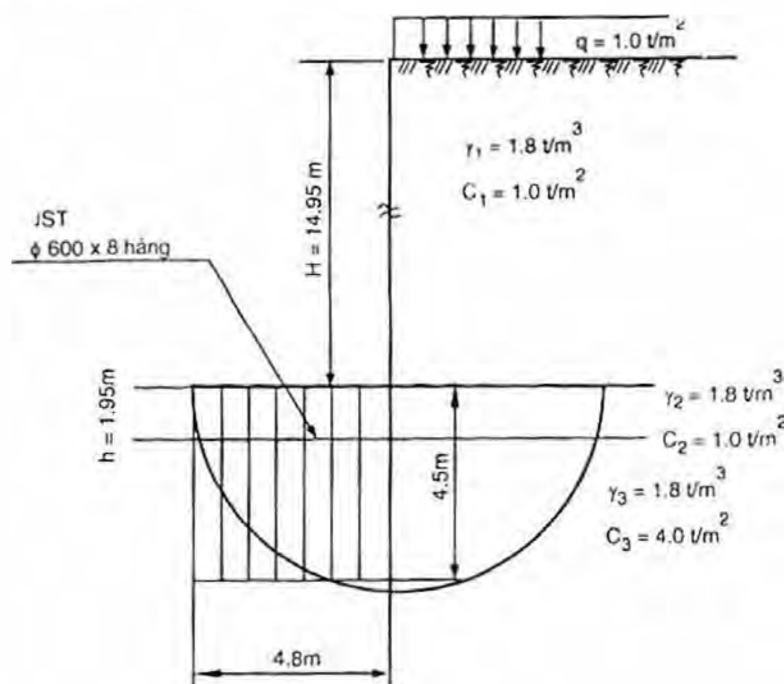
Hố móng bị chuyển vị lớn do kết cấu chắn giữ bị biến dạng nhiều hoặc do đáy hố móng mất ổn định sẽ gây cho đất quanh móng có chuyển vị ngang lớn và có thể làm cho công trình ở gần bị sụp đổ.

Đối với đáy hố móng: để phòng ngừa đáy hố móng bị đẩy trồi, nhất là trong đất yếu, ngoài việc phải kiểm toán đầy đủ với hệ số an toàn thích đáng như đã trình bày ở phần thiết kế, còn cần có những giải pháp kĩ thuật bổ sung nếu xét thấy hệ số an toàn không đủ hoặc không kinh tế nếu kéo dài tường chắn vào đất quá sâu.

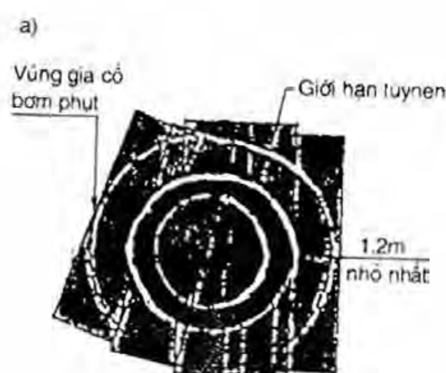
Ví dụ một hố móng sâu 14,95m, đất từ trên mặt đến đáy hố có lực dính $C_1 = 1,0$ t/m^2, lớp đất dưới đáy hố dày 1,95m có $C_2 = 1,0$ t/m^2, lớp tiếp theo sét dẻo cứng có $C_3 = 4,0$ t/m^2, khi kiểm tra ổn định thấy hệ số ổn định $F_s = 0,717 < 1,2$. Muốn có hệ số ổn định F_s bằng 1,2 thì đất cần cải thiện để có lực dính $C' \approx 7$ t/m^2 và đã dùng cọc đất ximăng cho mục đích này.

Cường độ của cọc $q_u = 2c' = 14$ t/m^2, nếu lấy hệ số an toàn của cọc đất ximăng là 5 thì $q_u = 14 \times 5 = 70$ t/m^2 = 7 kg/cm^2. Qua tính toán đã dùng cọc ximăng đất bơm trộn (cọc JSP) với thành phần (tính cho 1m^3 gia cố) như sau: 250kg ximăng + 421 lít nước được 500 lít dung dịch và cọc bố trí như hình 10.18.

Trong nhiều trường hợp gặp đất quá yếu người ta có thể dùng công nghệ bơm ép vữa để gia cố toàn bộ gương đào (hình 10.19a) khi đào ngầm hoặc chỉ gia cố phần đáy hố móng (hình 10.19b) như người Mỹ đã làm khi xây dựng công trình dưới lòng sông ở San Francisco.



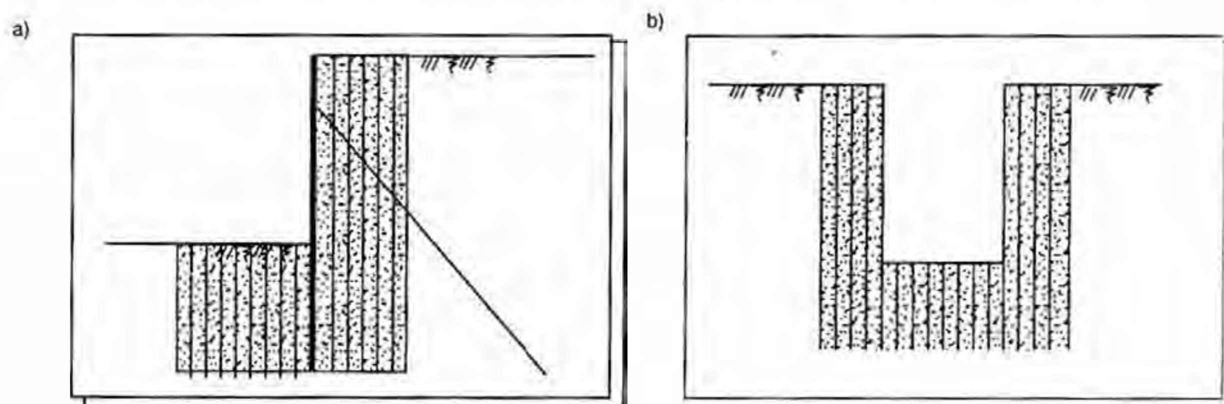
Hình 10.18: Ví dụ cách phòng ngừa đáy móng bị trồi bằng cọc JST





Hình 10.19: Gia cường toàn gương đào (a) hoặc đáy hố (b) bằng hệ thống phun ép vữa

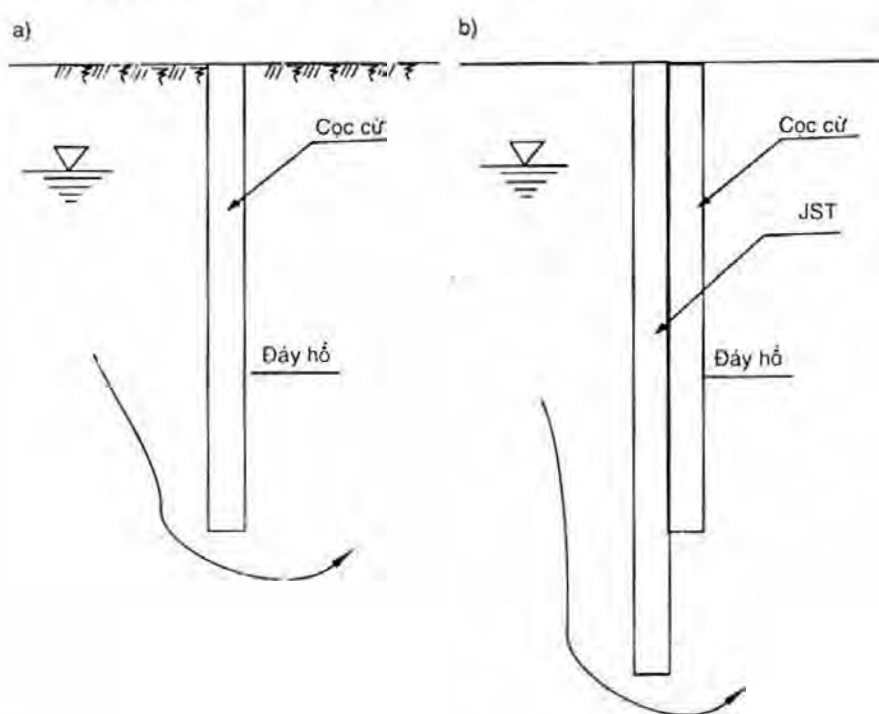
Cũng có thể dùng cọc ximăng đất phun ép hoặc trộn sâu, như công nghệ của hãng Hercules (Thuỵ Điển) đang thực hiện nhiều công trình ở Việt Nam, trong đó dùng loại cọc này để giảm áp lực đất chủ động, tăng áp lực đất bị động lên tường cừ khi hố móng sâu (hình 10.20a) hoặc gia cố toàn bộ chu vi hố móng nông (hình 10.20b).



Hình 10.20: Cọc ximăng đất để cải thiện đất quanh hố móng a) Giảm áp lực đất chủ động và tăng áp lực đất bị động lên tường cừ đối với hố móng sâu; b) Gia cố thành và đáy hố móng nông.

Với một số giải pháp vừa nêu đã làm tăng hệ số an toàn về chống trồi của đáy hố đào vì lực dính của đất ở phía dưới đáy hố đã tăng lên (xem phần tính ổn định chống trồi đáy hố).

Ngoài ra, một nguyên nhân mất ổn định của hố đào thường xảy ra là áp lực nước ngầm cao hơn đáy hố móng và thường gặp trong đất cát. Cọc ximăng đất trộn sâu có tác dụng giảm hoặc ngăn ngừa sự mất ổn định ở đáy (và cả ở thành hố) do nước áp lực (hình 10.21) gây ra sự phun trào đất vào hố móng.



Hình 10.21: Ngăn ngừa nước phun trào bằng cọc JST a) Trước khi cải thiện đất; b) Sau khi cải thiện đất bằng cọc ximăng đất JST

Có thể thấy rõ điều này bằng ví dụ sau:

Hệ số an toàn trước khi gia cố (hình 10.22a):

$$F_s = \frac{W}{U}$$

Trong đó:

$$W = \frac{1}{2}D^2\gamma';$$

$$U = \frac{1}{2}D\gamma_w h_a;$$

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e}\gamma_w;$$

với $e = 1$, $\gamma_w = 1$, $G_s = 2{,}5$ nên $\gamma' = \frac{2{,}5 - 1}{1 + 1} \times 1 = 0{,}75$

$$h_a = 0{,}5h = 0{,}5 \times 8 = 4{,}0$$

$$F_s = \frac{D\gamma'}{h_a\gamma_w} = \frac{4 \times 0{,}75}{4 \times 1} = 0{,}75$$

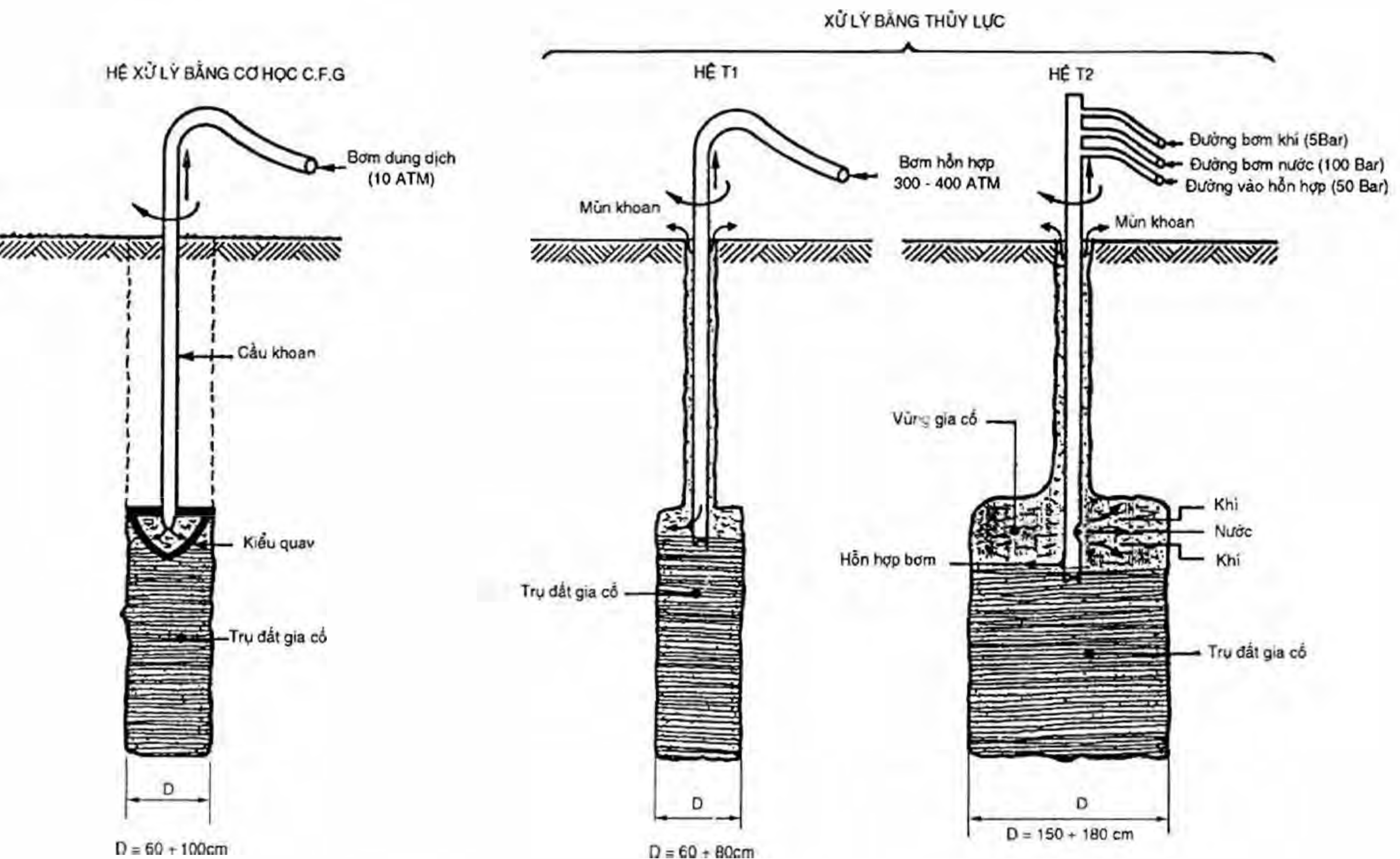
Cần $F_s \geq 1{,}2$ vậy cần gia cố đến độ sâu D':

$$F_s = \frac{0{,}75D'}{4} = 1{,}2$$

$$0{,}75D' = 4{,}8;\ D' = 6{,}4 \approx 6{,}5m$$

Vậy cần cọc ximăng đất có độ dài 6,5m bố trí thành 2 - 3 hàng (hình 10.22b).

Hình 10.22: *Ví dụ tính toán ngăn ngừa nước phun trào bằng cọc ximăng đất*
a) Sơ đồ và dữ liệu hố đào; b) Bố trí cọc gia cố.



Hình 10.23: *Hệ cọc bơm của hãng Trevi (Italia)*

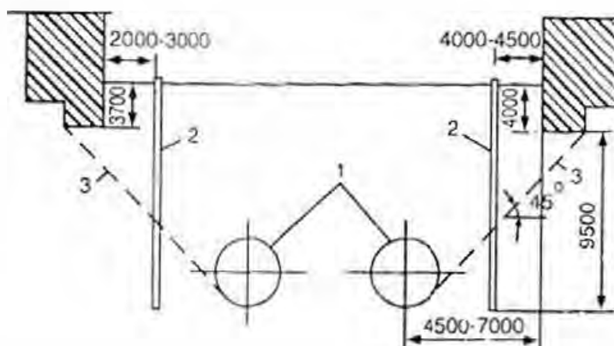
Dung dịch ximăng bơm vào đất có thành phần sau (tính cho $1m^3$ đất gia cố) ximăng 262kg + nước 583 lít, tổng cộng là 666 lít dung dịch, nếu dùng thuỷ tinh lỏng (sodium silicate) 167 lít + 167 lít nước được 334 lít dung dịch. Hệ quả ngăn ngừa sự phun trào của nước vào hố móng chính là nhằm không để đất hạt rời bị nước cuốn trôi và vì vậy đất quanh hố móng không bị rỗng xốp và sẽ không bị chuyển vị vào phía hố móng.

Hệ thống công nghệ để làm cọc trộn có thể không dùng áp lực khí nén để bơm dung dịch như của hãng Hercules (ở đây chỉ bơm ximăng khô vào đất) và có loại dùng khí nén để bơm dung dịch vào đất, tạo thành cọc bơm như công nghệ của hãng Trevi (Italia) trình bày ở hình 10.23 đối với đất rời không lẫn sỏi sạn. Tuỳ theo áp lực bơm mà đường kính cọc bơm sẽ thay đổi từ 60cm đến 180cm và tuỳ theo tỉ lệ N/XM mà cường độ nén 1 trục q_u của đất sau khi gia cố từ 3 kg/cm^2 đến 10 kg/cm^2 ở 14 ngày tuổi.

10.3.2. Giải pháp đối với công trình lân cận

Khi những giải pháp tính toán và gia cố bản thân hố móng không đủ để giảm những chuyển vị có thể của công trình lân cận thì cần phải xem xét việc xử lí nền móng của những công trình ấy.

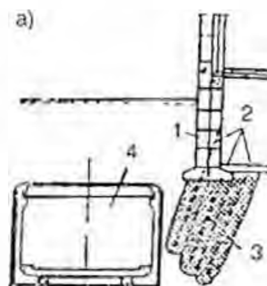
Trên hình 10.24 trình bày một ví dụ dùng cọc bản thép để ngăn ngừa biến dạng của những móng nhà ở gần khi xây dựng đường tàu điện ngầm đặt nông đào bằng khiên ở Matxcơva. Yêu cầu cọc bản thép đủ cường độ và ổn định để chống lại sự trượt của đất có góc 45° với đường ngang đáy hầm.

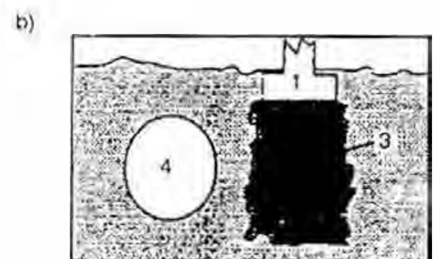


Hình 10.24: Dùng tường cừ bằng cọc bản thép để chống sụt lở móng
1. Tuynen nối hai hầm; 2. Tường ván cừ; 3. Mặt trượt giả định.

Trên hình 20.25 trình bày biện pháp gia cố nền dưới móng nhà bằng hoá học hoặc bơm ép vữa vùng nền dưới móng công trình.

Hình 10.25: Gia cố đất bằng hoá học (a) hoặc bơm ép vữa (b) trong đất rời không ổn định để bảo vệ móng công trình đã có.
1. Móng công trình đã có sẵn; 2. Khoan lỗ để phun hoá chất; 3. Đất đã gia cố; 4. Tuynen.

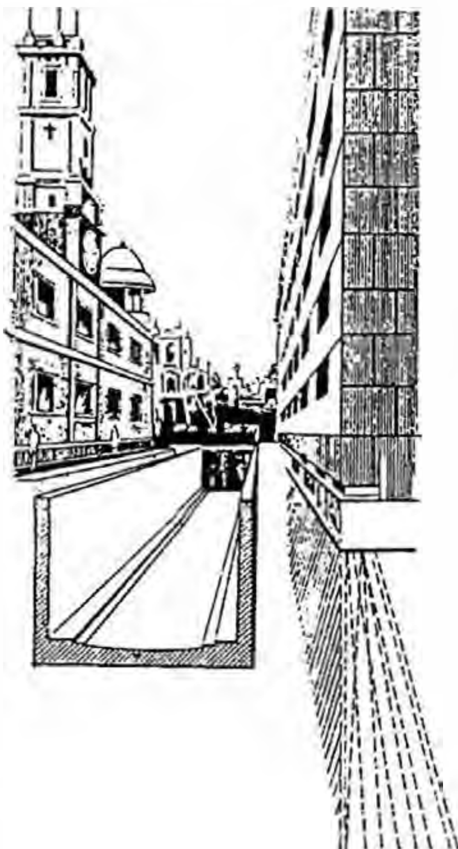




Trên hình 10.26 trình bày biện pháp gia cường móng bằng cọc rễ cây khi làm đường tàu điện ngầm ở Italia thi công bằng phương pháp đào mở.

Những ví dụ về những giải pháp gia cố nền hoặc móng ở gần hố đào có rấ nhiều dạng tuỳ thuộc và điều kiện đất nền - dạng móng công trình ở gần và kĩ thuật - công nghệ có khả năng thi công.

Có một số trường hợp người ta dùng biện pháp gia cường hoặc chống đỡ kết cấu trên móng và cũng có lúc cắt kết cấu ấy để tăng độ cứng cho công trình phòng khi biến dạng, không phát sinh nội lực mới.

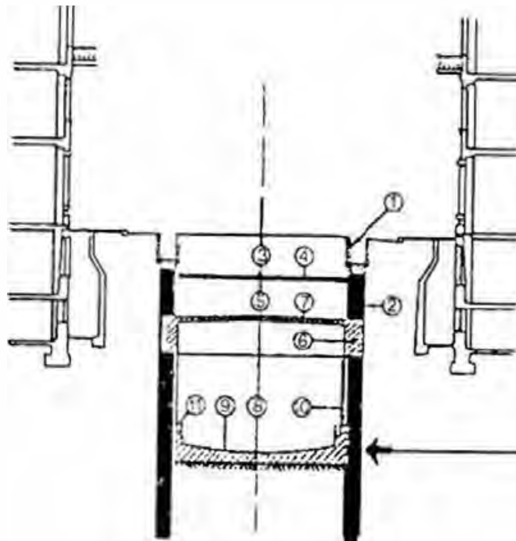


Hình 10.26: Dùng cọc rễ cây để gia cường móng nhà gần hố móng đường tàu điện ngầm ở Italia

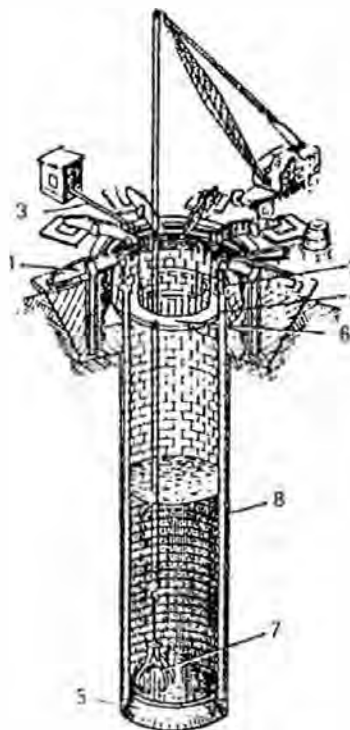
Trong những điều kiện chật hẹp, móng công trình cũ ở gần hố móng cần thi công, để hạn chế chuyển vị của công trình ở gần người ta dùng phương pháp thi công các tầng hầm theo trình tự từ trên xuống (top-down) như sau trình bày trên hình 1027:

Trong xây dựng công nghiệp khi thi công những bể chứa sâu đặt gần móng công trình đang khai thác, nhằm giảm hoặc hạn chế chuyển vị và không gây gián đoạn của công nghệ sản xuất người ta dùng biện pháp đánh hạ theo phương pháp giếng chìm. Trên hình 10.28 trình bày phương pháp hạ giếng thường gặp.

Tóm lại, những biện pháp kĩ thuật nhằm giảm chuyển vị của móng công trình ở gần hố đào có thể chia làm 3 nhóm chính: xử lí bản thân kết cấu và đất của công trình chắn giữ, xử lí đối với nền và móng của công trình ở gần và tìm biện pháp thi công phần ngầm công trình hợp lí. Việc lựa chọn giải pháp nào đó hoặc có khi phải kết hợp chúng lại với nhau, là tuỳ thuộc vào điều kiện cụ thể, đòi hỏi người thiết kế và thi công phải xem xét và so sánh hiệu quả kinh tế - kĩ thuật giữa chúng để quyết định.



Hình 10.27: Thi công tầng hầm theo trình tự từ trên xuống
I. Đào làm tường dẫn hướng ①; II. Làm tường vĩnh cửu ②; III. Đào phần giữa tường ③ Chống giữ bằng dàn tạm ④, tiếp tục đào ⑤ cho đến cốt sâu ⑥ để làm mái cho tuynen ⑦; IV. Đào phía dưới mái tuynen ⑧ cho hết phần tường vây; V. Làm đáy hầm ⑨, làm trụ chống đẩy trồi ⑩ và đặt ống thu nước ⑪.



Hình 10.28: Hạ giếng bằng phương pháp ép
1. Dầm để tì kích; 2. Kích thuỷ lực; 3. Ống dẫn dầu; 4. Các blốc BTCT của giếng; 5. Phần lưỡi cắt của giếng; 6. Sàn hình khuyên để lắp các blốc; 7. Gàu đào đất; 8. Dung dịch sét.

10.4. VÍ DỤ THỰC TẾ

10.4.1. Giới thiệu công trình

Công trình tại 108 Trần Hưng Đạo (Hà Nội) được thiết kế làm trụ sở Ngân hàng Công thương Việt Nam, là một toà nhà 17 tầng, cao 62,1m trên một khuôn viên đất rộng 1040m^2, với mặt bằng có kích thước 28,5 × 37m. Tổng diện tích sàn không kể tầng hầm là 7645,6m^2. Tháng 7 năm 1998, công trình thực hiện gọi đấu thầu phần móng. Các nhà thầu tự lên phương án thiết kế thi công cho phần mở hố móng để làm đài cọc và tường tầng hầm và chịu trách nhiệm an toàn cho các công trình lân cận.

(1) Kết cấu công trình

Công trình có 1 tầng hầm, sâu 3m. Giải pháp kết cấu phần thân là khung sàn bêtông cốt thép toàn khối cộng vách cứng. Toàn bộ công trình nằm trên hệ móng cọc nhồi

đường kính 1000mm dài 42m. Đài cọc ở độ sâu - 6,0m so với mặt đất tự nhiên và là một bản liên tục dày 2,5m cho toàn bộ diện tích chiếm chỗ của công trình.

Như vậy yêu cầu đặt ra cho đơn vị thi công là phải thiết kế hệ tường cừ sao cho có thể chống đỡ để đào được một hố đào rộng 28m × 33m và sâu 6m với sơ đồ như hình 10.29.

(2) Điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn

Theo số liệu khảo sát địa chất do Xí nghiệp khảo sát - Kiểm định Xây dựng thuộc Công ty Tư vấn xây dựng dân dụng Việt Nam, Bộ Xây dựng cung cấp cho thấy đất nền từ trên xuống dưới gồm các lớp sau (hình 10.29c)

- Lớp đất lấp không đồng nhất có chiều dày trung bình 3m. Đất có thành phần rất không đồng nhất gồm phía trên là nền gạch, cát lấp, xỉ than, phía dưới là bùn láy ao lẫn cỏ rác, hữu cơ mục. Mực nước dưới đất ở đáy lớp đất này là 3m.

- Lớp sét pha màu xanh xám, xám vàng, và nâu hồng, dẻo cứng đến dẻo mềm có chiều dày trung bình 12m. Các chỉ tiêu cơ lí của lớp này như sau:

Độ ẩm tự nhiên của đất W = 24,5%;

Khối lượng thể tích tự nhiên $\gamma_w = 2\ g/cm^3$;

Khối lượng thể tích khô $\gamma_c = 1,6\ g/cm^3$;

Khối lượng thể tích hạt $\gamma_s = 2,72\ g/cm^3$;

Hệ số rỗng e = 0,704;

Độ rỗng n = 41%;

Độ bão hoà G = 94,8%;

Giới hạn chảy LL = 39,4%

Giới hạn dẻo LP = 26,2%

Chỉ số dẻo IP = 13,2%

Độ sệt Is = - 0,11

Hệ số nén lún $a_{1-2} = 0,016\ cm^2/kg$;

Lực dính kết c = 0,483 kg/cm²;

Góc ma sát trong $\varphi = 22°56'$;

Sức kháng xuyên tĩnh: ở mũi $q_c = 44\ kg/cm^2$;

ở thành $f_s = 1,333\ kg/cm^2$

Trị số xuyên tiêu chuẩn SPT qua 15 lần thí nghiệm của lớp này khoảng $N_{30} = 14$.

Đất đạt $R_0 = 1,9\ kg/cm^2$, $E_0 = 130\ kg/cm^2$.

- Lớp cát hạt trung xám vàng lẫn sạn sỏi, chặt vừa, nằm ở độ sâu 15 - 16m.

Các chỉ tiêu cơ lí của lớp này như sau:

Khối lượng thể tích hạt $\gamma_s = 2,65\ g/cm^3$;

Góc nghỉ của cát khi khô $\varphi = 33^{o}41'$;

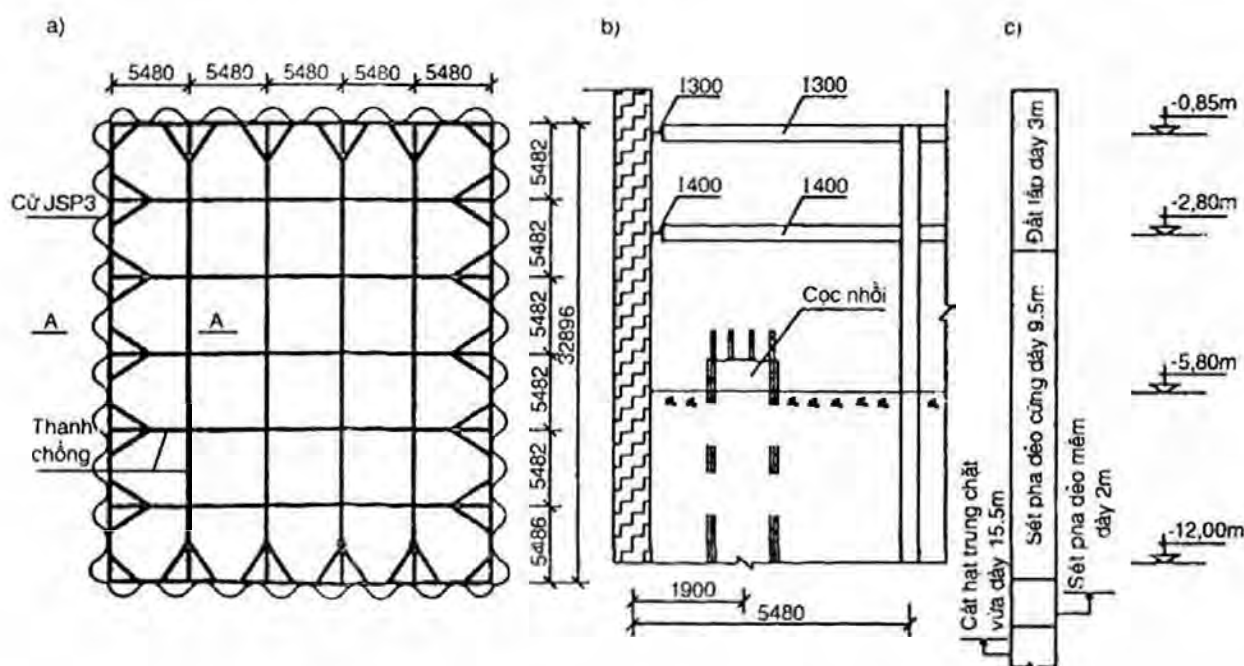
Góc nghỉ của cát khi ướt $\varphi = 30^{o}00'$;

Sức kháng xuyên tĩnh: ở mũi $q_c = 142$ kg/cm^2;

ở thành $f_s = 1{,}733$ kg/cm^2.

Trị số xuyên tiêu chuẩn SPT qua 28 lần thí nghiệm khoảng $N_{30} = 16$.

Đất đạt $R_0 = 2$ kg/cm^2, $E_0 = 150$ kg/cm^2.



Hình 10.29: Tường cừ và hệ chống (a, b) trụ địa chất công trình (c)

(3) Các công trình lân cận

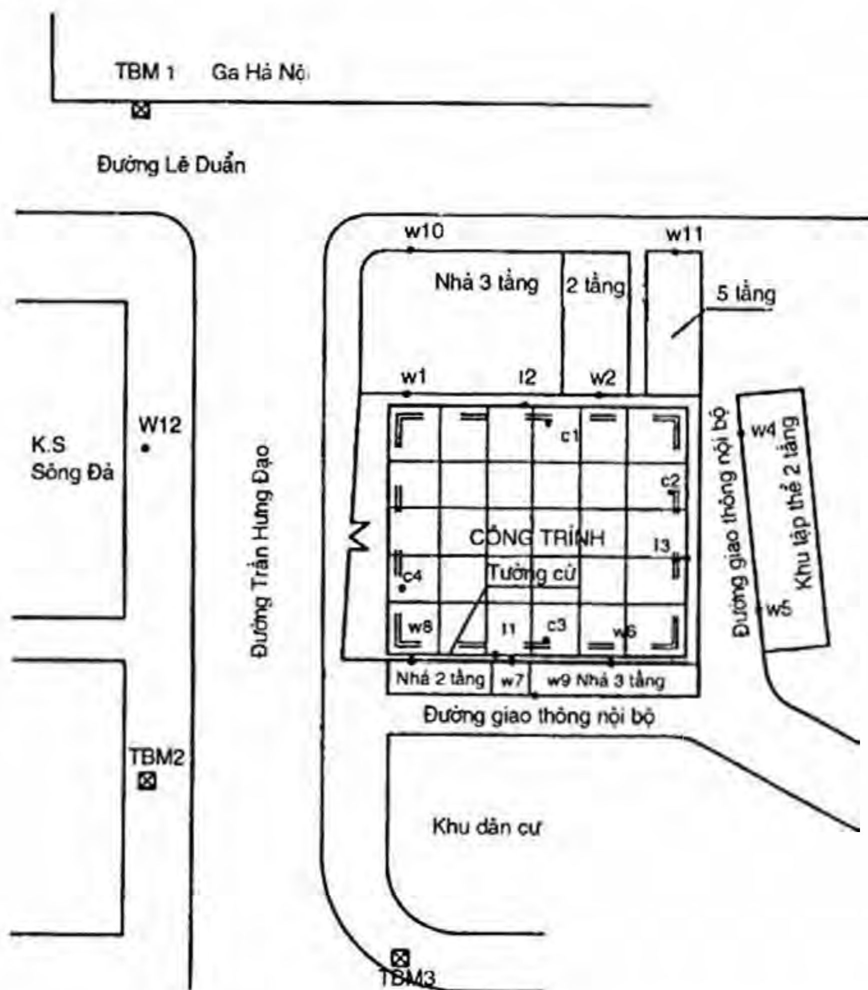
Xung quanh, ngay bên cạnh hố đào là một loạt các công trình 2 - 5 tầng trên móng nông và được xây đã lâu (hình 10.30). Các công trình lân cận gồm có: Một khối nhà 3 tầng bên trái và nhà 2 tầng đằng sau công trình được xây dựng từ trước những năm 1940 có kết cấu tường gạch chịu lực, rất nhậy cảm với lún nứt. Riêng có một công trình 5 tầng được xây sau năm 1990 có kết cấu khung cột bêtông cốt thép. Bên trái, đằng sau công trình là một nhà 3 tầng đang ở giai đoạn hoàn thiện.

Móng của các công trình lân cận đều thuộc loại móng nông trên nền thiên nhiên hoặc nền có gia cố bằng cọc tre với độ sâu móng khoảng - 2m cách mặt đất tự nhiên. Khoảng cách từ móng các công trình nói trên đến mép hố móng nơi gần nhất là 0,3m và nơi xa nhất là 15m.

(4) Biện pháp chống đỡ và thi công hố móng

Khoảng 10 nghìn tấn đất được dỡ đi có thể gây lún, trồi nghiêm trọng cho 1 vùng rộng quanh hố. Nguy hiểm nhất là có thể xảy ra lún trượt cục bộ bên thành hố móng gây nên sự phá hoại các công trình lân cận. Do đó phải có giải pháp chống đỡ khi thi

công sao cho giảm thiểu các ảnh hưởng bất lợi đến các công trình xung quanh, đảm bảo an toàn ổn định cho hố đào trong suốt quá trình thi công và không gây trở ngại cho quá trình thi công. Để đạt được các yêu cầu này, cần phải dự tính được độ lún và chuyển dịch ngang khi mở hố đào và ảnh hưởng của nó đến kết cấu các công trình lân cận, phải xác định được ứng suất trong các thanh chống, mômen trong tường cừ theo từng giai đoạn đào.



Hình 10.30: Mặt bằng công trình và vị trí gắn các mốc quan trắc lún và dịch chuyển ngang

⊠ TBM1, TBM2, TBM3 là 3 mốc chuẩn.

- W1, W2, W3, ..., W12 là các mốc quan trắc lún đặt tại tường nhà xung quanh công trình.
- C1, C2, C3, C4 là các mốc quan trắc lun đặt tại tường cừ công trình.
- I1, I2, I3 là các ống đo dịch chuyển ngang.

Hai phương án chống đỡ được đề xuất lựa chọn là:

- Tường cừ bêtông cốt thép kết hợp neo trong đất.

- Tường cừ bản thép larssen và hệ thanh chống phía trong hố.

Sau khi cân nhắc yếu tố kinh tế, phương án cừ bằng cọc bản thép Larssen được lựa chọn và đơn vị thi công là LICOGI.

Kết cấu chống đỡ thành hố đào là hệ tường cừ bằng cọc bản thép Larssen III với hệ thanh chống đỡ I30 tại 2 mức -1,0m và -3,0m so với mặt đất thiên nhiên (hình 10.29).

Hố móng được tiến hành đào theo 3 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Đào tới -1m, lắp hệ thanh chống 1.

Giai đoạn 2: Đào tới -3m, lắp hệ thanh chống 2.

Giai đoạn 3: Đào tới -6m, đổ đáy bêtông, tường tầng hầm và tháo bỏ thanh chống.

Toàn bộ giai đoạn đào mất khoảng 3 tháng (từ 14/1/99 đến 12/4/99).

Quá trình thi công thực tế ngoài công trường như sau: Đầu tiên thi công cọc nhồi trong lòng hố móng, sau đó cọc bản thép Larssen III được hạ vào đất bằng phương pháp rung với tiến độ như sau:

- Cọc khoan nhồi	29/09/98 - 30/11/98;
- Cọc ép bêtông cốt thép	05/12/98 - 10/01-99;
- Cọc Larssen sâu 11m	08/11/98 - 11/12/98;
- Đào đất	0.5/01/99 - 08/03/99;
- Gia công hệ chống đỡ ở cốt -1m	15/01/99 - 21/01/99;
- Gia công hệ chống đỡ ở cốt -3m	22/01/99 - 09/02/99;
- Bêtông lót và cốt thép đài	02/03/99 - 15/03/99;
- Đổ bêtông đài	17/03/99 - 23/03/99;
- Tường hầm và sàn tầng 1	24/03/99 - 28/04/99

10.4.2. Các biện pháp đo đạc kiểm tra thực tế của công trình

Có 16 điểm quan trắc lún và 3 điểm đo biến dạng ngang, ngoài ra còn có một số đầu sensor đo biến dạng trong các thanh chống (hình 10.30).

Công trình được quan trắc bằng các thiết bị sau:

- Đo độ lún ở các công trình lân cận bằng máy trắc đạc theo các mốc đo lún được chôn vào tường công trình có 12 điểm (từ W1 đến W12);

- Đo lún tường cừ có 4 điểm (từ C_1 đến C_4);

- Đo dịch chuyển ngang bằng thiết bị Inclinometer nhằm kiểm tra quá trình thi công và hệ chống đỡ có 3 điểm I1, I2 và I3.

- Đo biến dạng trong các thanh chống bằng các đầu đo cảm biến (sensor).

10.4.3. Tính chuyển dịch của đất nền

(1) Tính theo phương pháp kinh nghiệm

Dùng biểu đồ kinh nghiệm của Peck (1969) cho ở hình 10.4 để dự tính độ lún bề mặt của đất xung quanh hố đào. Ta có:

Độ sâu của hố đào H = 6m, đất loại I (dạng cát và sét mềm, trình độ thi công trung bình). Gọi s là khoảng cách từ điểm tính lún tới thành hố móng, δ_i là độ lún tại điểm s_i.

Tại s/H = 0 tra biểu đồ ta có δ/H = 1,0. Vậy độ lún tại điểm ở ngay thành hố móng (đỉnh hố móng) là $\delta_i = 1,0/100 \times 6 = 0,06$m.

Tại s/H = 2 ($s = 2 \times 6 = 12$m) tra biểu đồ ta có δ/H = 0 tức là độ lún bề mặt của đất tại điểm cách thành hố móng 12m là δ = 0 (không lún).

Tính toán một cách tương tự ứng với giá trị của s_i từ 1 đến 11m ta có các giá trị lún bề mặt của đất ở bảng 10.1

Bảng 10.1. Các giá trị lún bề mặt tính theo phương pháp kinh nghiệm của Peck

Khoảng cách tới thành hố móng s_i (m)	Giá trị δ_i/H	Giá trị lún bề mặt δ_i (m)
0	1	0,0600
1	0,84	0,0504
2	0,72	0,0432
3	0,6	0,0360
4	0,49	0,0294
5	0,41	0,0246
6	0,34	0,0204
7	0,3	0,0180
8	0,24	0,0144
9	0,18	0,0108
10	0,13	0,0078
11	0,07	0,0042
12	0	0

Biểu đồ lún bề mặt được cho trong hình 10.31.

2) Tính theo phương pháp bán kinh nghiệm

Sử dụng phương pháp Caspe - Bowles để dự tính độ lún bề mặt của đất xung quanh hố móng. Theo số liệu đo được ở hố đo Inclinometer số 2, ta tính chuyển vị ngang của thành hố móng (hình 10.32).

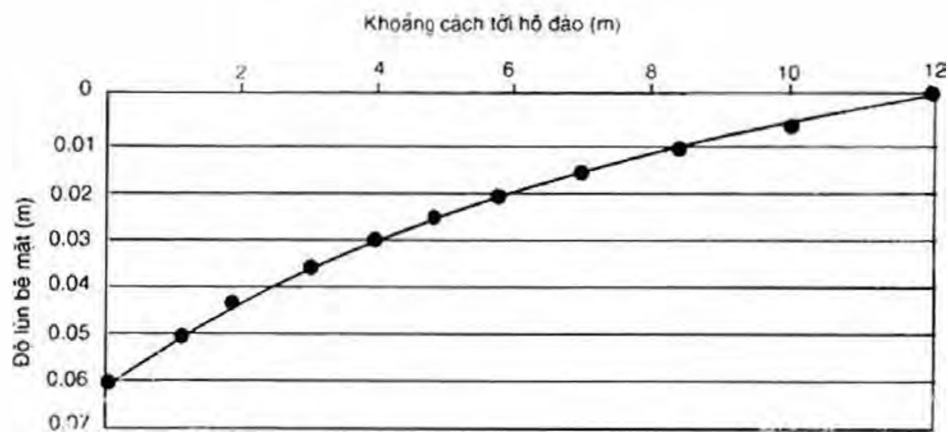
Ta có:

Chiều sâu hố móng H_w = 6m;

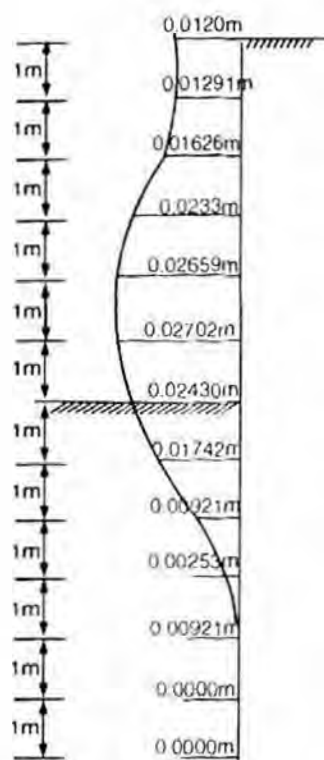
Chiều sâu tính toán dưới đáy hố móng

$H_p = 0.5B\tan(45^\circ - \varphi/2) = 0.5 \times 28 \times \tan(45^\circ - 22^\circ/2) \approx 9.44$m;

$H_t = Hw + Hp = 6 + 9.44 = 15.44$m;



Hình 10.31: Độ lún bề mặt đất xung quanh hố móng tính theo phương pháp kinh nghiệm của Peck (1969)



Hình 10.32: Chuyển vị ngang của thành hố móng (theo phương pháp Caspe – Bowles)

Chiều rộng vùng xảy ra lún bề mặt:

$$D = H_t.\tan(45^0 - \varphi/2) = 15.44 \times \tan(45^0 - 11^0/2) \approx 12.73m;$$

Tính thể tích vùng biến dạng của thành hố móng:

$$V_s = (0.012/2 + 0.01291 + 0.01626 + 0.0233 + 0.02659 + 0.02702 + 0.0243 + 0.01742 + 0.00921 + 0.00253 + 0.00004 + 0 + 0) \times 1 = 0.16558m^3$$

(theo m dài tường).

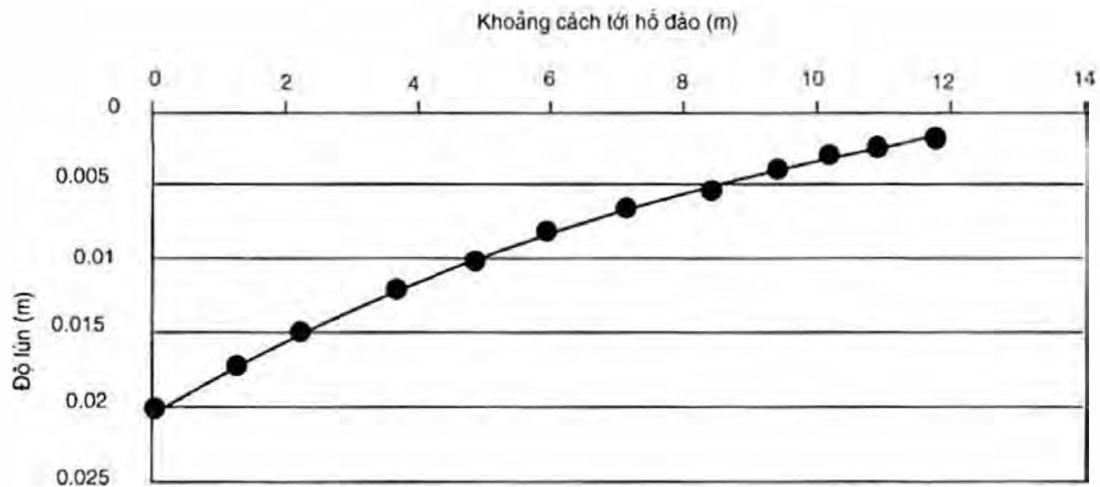
Độ lún của đất tại vị trí sát tường là:

$$S_w = 2V_s/D = 2 \times 0.16558/12.73 \approx 0.026m$$

Tính toán độ lún của bề mặt đất tại các điểm cách thành hố móng 1 đoạn x_i theo công thức: $s_i = s_w(x_i/D)^2$ được trình bày ở bảng 10.2 và kết quả biểu diễn ở hình 10.33.

Bảng 10.2. Lún bề mặt của đất quanh hố móng tính theo Caspe

Khoảng cách tới thành hố móng x_i (m)	Giá trị lún bề mặt (m)	Khoảng cách tới thành hố móng x_i (m)	Giá trị lún bề mặt (m)
0	0,020270502	7	0,006622991
1	0,018005361	8	0,005280712
2	0,015612006	9	0,004090275
3	0,013510520	10	0,003051679
4	0,011560875	11	0,002164925
5	0,009763072	12	0,001430013
6	0,008117111	13	0,000000000



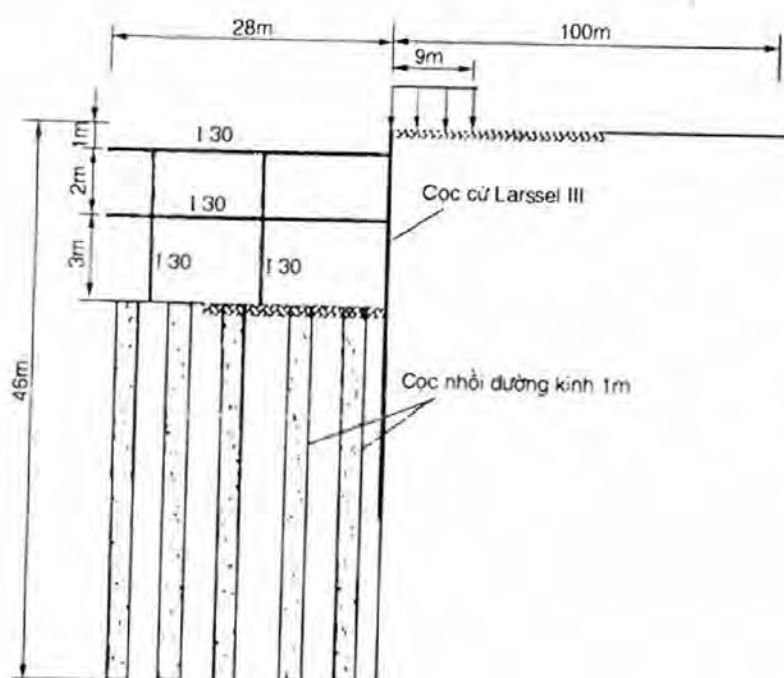
Hình 10.33: Độ lún bề mặt của đất quanh hố móng tính theo phương pháp Caspe - Bowles

3) Tính theo phương pháp phần tử hữu hạn

Sơ đồ tính theo hình 10.34.

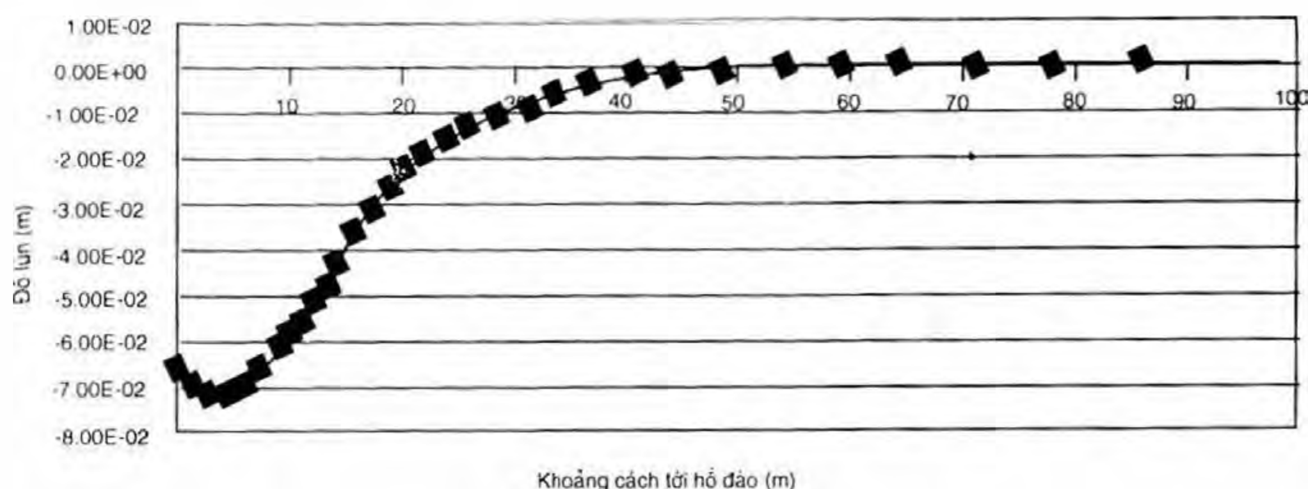
Sử dụng lưới phần tử dạng tứ giác, mô hình đàn hồi và Morh - Coulomb được sử dụng để mô phỏng hố móng. Hố móng được tính toán theo 4 giai đoạn sau:

- Giai đoạn thi công cọc;
- Giai đoạn đào tới cốt -1m và lắp hệ chống đỡ 1;
- Giai đoạn đào tới cốt -3m và lắp hệ chống đỡ 2;
- Giai đoạn đào tới cốt -6m.



Hình 10.34: Sơ đồ tính toán theo phương pháp PTHH hố móng công trình 108 Trần Hưng Đạo

Theo các kết quả tính toán ta được độ lún bề mặt (hình 10.35) và chuyển dịch ngang của thành hố móng (hình 10.37).



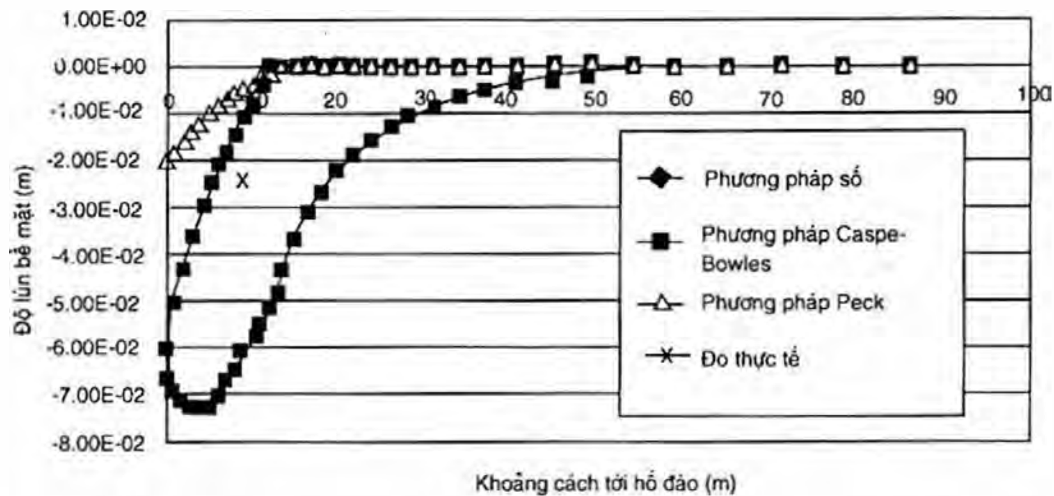
Hình 10.35: Độ lún bề mặt tính theo phương pháp PTHH

10.4.4. So sánh phân tích các kết quả đo đạc thực tiễn với kết quả lí thuyết

Các kết quả tính toán độ lún bề mặt theo 3 phương pháp nói trên cùng với kết quả đo thực tế được trình bày trên hình 10.36.

Qua tính toán trên,chúng ta thấy:

- Vùng ảnh hưởng lún bề mặt khi tính theo phương pháp Peck là nhỏ nhất, tiếp đó là phương pháp Caspe - Bowles và vùng ảnh hưởng lún khi tính theo phương pháp số có giá trị lớn nhất.

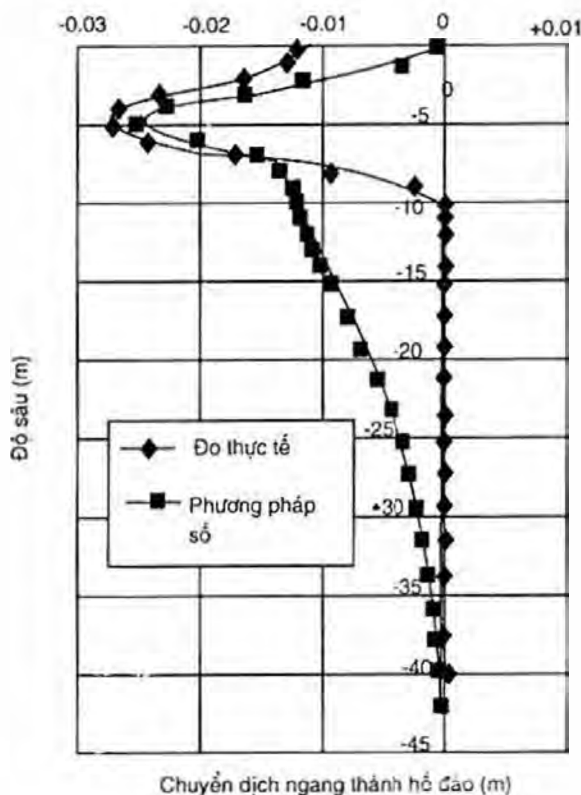


Hình 10.36: So sánh kết quả tính toán độ lún bề mặt với số đo thực tế

- Giá trị lún tại vị trí ngay sát hố móng của phương pháp Peck là nhỏ nhất, của phương pháp Caspe - Bowles và phương pháp số có giá trị gần như nhau và gần với giá trị lún trong thực tế nhất.

Do điều kiện kinh tế và kĩ thuật, các giá trị lún không được đo theo khoảng cách với hố móng nên không thể so sánh độ lún bề mặt của đất nền xung quanh hố móng theo khoảng cách.

Chuyển dịch ngang ở thành hố móng theo kết quả tính toán và kết quả quan trắc được trình bày ở hình 10.37.



Hình 10.37: So sánh chuyển dịch ngang của đất tại thành hố móng theo chiều sâu tính theo phương pháp số và kết quả đo

Qua hình trên chúng ta thấy:

- Vùng ảnh hưởng của biến dạng ngang thành hố móng theo chiều sâu khi tính theo phương pháp số có phạm vi lớn hơn so với kết quả đo. Điều này có thể do 2 nguyên nhân: Thứ nhất là do vùng ảnh hưởng tính toán để xác định điều kiện biên của hố móng khi tính theo phương pháp số lấy chưa đủ lớn; Thứ hai là do trong thực tế ống đo Inclinometer chỉ chôn sâu có 15m và phải bơm phun vữa tạo liên kết với nền nên vùng ảnh hưởng của chuyển dịch ngang cũng bị hạn chế.

- Giá trị chuyển dịch ngang lớn nhất cũng như vị trí xuất hiện chuyển dịch ngang lớn nhất theo phương pháp số có giá trị gần với kết quả đo thực tế. Chú ý rằng chuyển dịch ngang đo được (gần 28cm) là lúc tường cừ có sự cố (ngày 6-3-1999) do 2 thanh chống ở cốt -0,85m bị gãy.

Chương 11
SỰ CỐ VÀ XỬ LÍ SỰ CỐ HỐ MÓNG

11.1. KHÁI QUÁT

Trong chương mở đầu, ta đã thấy rằng: sự cố hố đào là rất đa dạng và khó tránh khỏi. Kinh nghiệm thi công hố đào ở Anh và ở Trung Quốc trong những năm gần đây cũng đã được phân tích và tổng kết, chúng trở thành những bài học thực tế, có khi rất đắt, đối với tất cả các khâu có liên quan đến khảo sát, thiết kế, thi công và quản lí thi công hố đào.

Biết rõ những nguyên nhân gây ra sự cố cũng có ý nghĩa như là cách tìm biện pháp phòng ngừa sự cố nhằm hạn chế đến mức tối thiểu xảy ra sự cố.

Trên những nét tổng quát nhất, các chuyên gia Anh đã chỉ ra các nguyên nhân đáng chú ý nhất dưới đây.

Sự phá hoại của hệ chống đỡ đất không nhất thiết xảy ra bởi sự sụp đổ của kết cấu. Những dạng phá hoại khác, gồm có: sự biến dạng quá mức của đất và kết cấu chống đỡ, sự mất cân bằng khi hạ nước ngầm, hệ kết cấu chống đỡ đất không đủ độ bền gây ra phá hoại theo thời gian.

Theo kinh nghiệm của nhiều tác giả, các nguyên nhân gây ra phá hoại có thể được tổng kết lại như sau:

a) Đối với hố đào không chống đỡ:

+ Khảo sát không đủ gây ra các giả thiết thiết kế lạc quan về cường độ của đất, đá và điều kiện nước ngầm;

+ Người thiết kế đánh giá không đúng tính nhạy cảm với độ lún của các kết cấu và công trình lân cận;

+ Thiếu các đánh giá của người thiết kế thi công về các tác động của thời tiết và thời gian tới cường độ đất.

b) Đối với hố đào có chống đỡ:

+ Khảo sát không đủ gây ra các giả thiết thiết kế lạc quan về tính đồng nhất của đất, đá, cường độ của đất và khối đá, tình trạng nước ngầm.

+ Không đủ chất lượng của các chi tiết kết cấu;

+ Không có sự kết hợp giữa người thiết kế và thi công;

+ Thiếu các đánh giá của người thiết kế về các giới hạn của các kĩ thuật thi công đặc biệt như thanh chống cho tường chắn và neo;

+ Thiếu các đánh giá của người thiết kế về ảnh hưởng của biến dạng, của kết cấu chống đỡ đất và biến dạng của đất được chống đỡ;

+ Sự thay đổi tải trọng theo các điều kiện tự nhiên - nước ngầm, thuỷ triều, sóng, nhiệt độ, và sự thiếu các đánh giá của người thi công về các hậu quả có thể có do các thay đổi này gây ra;

+ Các thay đổi điều kiện đất, đá và sự thiếu các đánh giá của người thi công về các hậu quả có thể xảy ra;

+ Sự quá tải của kết cấu chống đỡ đất do tải trọng của các máy móc, thiết bị tạm;

+ Trình độ tồi khi thi công các công trình tạm.

Sower cho rằng theo kinh nghiệm của ông, các phá hoại của hệ tường cừ có neo và các hố đào có chống đỡ hiếm khi xảy ra do sự mất cân bằng theo các lí thuyết áp lực đất hiện đại. Thay vào đó, chúng xảy ra bởi việc cẩu thả quên không tính tải trọng san lấp, áp lực đất vượt trội sinh ra trong quá trình thi công, hệ chống đỡ được thiết kế không đủ và biến dạng cho phép không đúng, sự hư hỏng và ăn mòn, và việc thiết kế thiếu chính xác các chi tiết thi công.

Theo kinh nghiệm của nhiều tác giả, sự phá hoại các kết cấu tường giằng và neo thường xảy ra trong hệ thanh chống hay hệ neo, hoặc bởi sự phá hoại của đất bị động bên dưới đáy hố móng do tường cừ chôn không đủ sâu. Trong các trường hợp khác, một số nhỏ hơn, các tiêu chuẩn rất tồi là nguyên nhân sinh ra các lỗ hổng trong tường làm cho chúng bị nhổ bật và xảy ra sự trôi đất gây mất đất đằng sau tường.

Những phân tích chi tiết từ trên 160 sự cố hố móng ở Trung Quốc sẽ cho ta những bài học quý giá.

Qua việc điều tra phân tích, chúng ta có thể nhận thấy: muốn thực hiện thành công một công trình hố móng, tối thiểu phải có đủ ba điều kiện: phương án chống giữ chính xác, thiết kế chống giữ tiên tiến và một đội ngũ thi công được huấn luyện tốt.

Ba điểm này cũng chính là những nội dung chủ yếu trong việc đề phòng và xử lí sự cố công trình hố móng. Gọi là phương án chống giữ chính xác tức là việc lựa chọn kết cấu chống giữ hố móng phải trên cơ sở thích hợp với địa phương, tổng hợp các nhân tố kĩ thuật, kinh tế, an toàn và môi trường, nhằm có thể đạt được biện pháp thích đáng, an toàn hợp lí và không có hại đến môi trường. Gọi là thiết kế tiên tiến tức là vận dụng được các biện pháp kĩ thuật tiên tiến trong thiết kế chống giữ hố móng, giải quyết thoả đáng mâu thuẫn giữa an toàn với kinh tế. Một đội ngũ thi công ưu tú không những có thể lĩnh hội đúng bản vẽ thiết kế và quy phạm kĩ thuật mà còn có đủ phương tiện và năng lực thực hiện tin học hoá trong thi công. Để có thể đáp ứng được 3 yêu cầu hay 3 điều kiện vừa nêu sẽ lần lượt phân tích dưới đây 5 vấn đề hay 5 nguyên nhân chính dẫn đến sự cố hố móng.

11.2. VẤN ĐỀ QUẢN LÝ CỦA CHỦ ĐẦU TƯ

Trong trên 160 vụ sự cố công trình hố móng, những vấn đề tồn tại của đơn vị chủ đầu tư có mấy mặt sau đây:

1. Không có kế hoạch, cứ thiết kế mù quáng, không có thiết kế, cứ thi công bừa, xây dựng công trình không có tổ chức, không có kế hoạch, chất lượng công trình không có gì bảo đảm.

2. Tuỳ tiện giao thầu việc xây dựng công trình, trong đó có công trình hố móng cho những đơn vị không đủ tư cách thiết kế hoặc thi công (thậm chí cả cá nhân) nhận thầu công trình hố móng.

3. Khi giao thầu thiết kế hoặc thi công công trình hố móng cứ ép giá giảm xuống vô hạn, ép thời hạn giảm xuống vô hạn, gây ra thời hạn thực hiện quá vội vã, làm cho trong thiết kế tồn tại nhiều vấn đề, nhiều mặt tính toán không thấu đáo, phối hợp giữa các chuyên môn không đủ, thậm chí xuất hiện cả lấy độ an toàn thiết kế quá thấp, giữa các bộ phận chuyên môn chống chọi nhau; Thi công thì làm rối làm ẩu, bớt nhân công xén vật liệu, để lại ẩn hoạ cho công trình.

4. Không báo cáo khởi công xây dựng đúng quy định, không có giấy cho phép thi công, không làm thủ tục giám sát an toàn chất lượng, gây ra việc giám sát chất lượng công trình hố móng bị vô hiệu.

5. Đơn vị chủ đầu tư không phân tích cụ thể tình hình thực tế, nhẹ dạ nghe theo sự khoa trương của một số đơn vị hoặc cá nhân về nắm chắc kĩ thuật chống giữ hố móng, dẫn đến lựa chọn hình thức chống giữ không thích hợp, từ đó gây ra sự cố.

6. Đơn vị chủ đầu tư do muốn tiết kiệm chi phí thiết kế kết cấu chắn giữ, tuỳ tiện lấy theo nguyên cọc chắn giữ của hố móng khác, dẫn tới phương án chắn giữ không khoa học, rồi lại võ đoán mở rộng cự li cọc, thu nhỏ tiết diện cọc, làm cho kết cấu chắn giữ bị phá vỡ, tưởng là tiết kiệm đầu tư mà thực ra lại gây lãng phí.

7. Đơn vị chủ đầu tư do muốn tiết kiệm đầu tư, trong quá trình thi công, cưỡng ép bỏ bớt đi một số thanh neo của cọc chắn giữ, làm cho thanh neo thiếu hụt nhiều so với số lượng thiết kế, có kẻ thậm chí lại bỏ bớt hết cả thanh neo, biến cọc có thanh neo thành ra cọc côngxon, dẫn đến kết cấu chắn giữ bị nghiêng lệch nghiêm trọng, thậm chí bị phá vỡ.

11.3. VẤN ĐỀ KHẢO SÁT HỐ MÓNG

Tài liệu khảo sát ở hiện trường là căn cứ quan trọng để thiết kế tính toán công trình hố móng. Sai sót của công tác khảo sát tất sẽ để lại ẩn hoạ sự cố cho công trình. Những vấn đề về mặt khảo sát công trình hố móng biểu hiện ở các mặt sau đây:

1. Không khảo sát thực địa hiện trường một cách thận trọng tỉ mỉ, mà là lợi dụng một cách cầu may tài liệu khảo sát của các công trình cũ ở lân cận để chỉ đạo thiết kế thi công công trình hố móng, gây ra tình trạng những số liệu của khảo sát cung cấp về cấu tạo địa tầng, độ dày và các chỉ tiêu tính chất cơ lí của các lớp đất chênh lệch khá xa với tình hình thực tế, làm cho việc tính áp lực đất bị sai lệch nghiêm trọng, độ an toàn của kết cấu chắn giữ không đủ.

2. Tài liệu khảo sát không tường tận, chỉ đưa ra chỉ tiêu cường độ đất trong phạm vi tầng chịu lực của cọc công trình, còn thì bỏ qua mất việc thử nghiệm theo thường lệ đối với tầng đất ở bên trên tầng chịu lực và thử nghiệm cắt chữ thập ở hiện trường. Và các lớp đất ở bên trên tầng chịu lực mới chính là nơi tồn tại của kết cấu chắn giữ. Số liệu của tài liệu khảo sát đưa ra không đầy đủ, làm cho người thiết kế không có căn cứ, mà thường là do phải khẩn trương ra được bản vẽ nên chỉ ước đoán theo kinh nghiệm, số liệu ước đoán rất khó chuẩn xác, đặc biệt là với những người làm thiết kế chưa có nhiều kinh nghiệm thì thường là do ước đoán không đúng nên gây ra sự cố.

3. Đơn vị khảo sát coi nhẹ công việc khảo sát địa chất thuỷ văn, coi công tác khảo sát công trình hố móng như công tác khảo sát thông thường. Như coi nước có áp cũng như sự chứa nước ở các tầng trên; các tham số đưa ra về lớp mái, về độ lớn của cột nước có áp, hệ số thấm của các tầng đất, thường hay suy dẫn từ các số liệu kinh nghiệm ở địa phương, không làm thí nghiệm chuyên ngành cụ thể, dẫn đến sai lầm.

4. Việc xử lí số liệu khảo sát địa chất của đơn vị khảo sát có sai số, lực dính kết, góc ma sát trong do báo cáo khảo sát cung cấp đều lớn hơn tình hình thực tế, làm cho kết cấu chắn giữ thiết kế không an toàn, lực chống nhổ của thanh neo không đủ.

5. Báo cáo khảo sát bỏ qua không đánh giá về sự chứa nước ở tầng trên, do đó, không làm cho người thiết kế, thi công chú ý, sau khi đào hố móng, chênh lệch cột nước giữa trong và ngoài khá lớn, tạo ra thấm nước, trào nước, cát chảy ở thành hố móng, đất bột, cát bột chảy vào hố, gây ra sụp đổ thành hố móng.

6. Khảo sát hố móng không điều tra rõ tính dãn nở của tầng đất, làm cho người thiết kế, thi công không đủ chú ý, khi lấy số liệu tham số thiết kế và khi xử lí trong thi công không tính đến tính co dãn của đất, trong quá trình đào hố móng, đất ở phần dưới ngấm nước nở ra, làm cho thành hố bị rạn nứt và sụp đổ.

7. Điểm khảo sát hố móng bố trí ít quá, không điều tra rõ được lớp đất yếu ở trong một đoạn đất nào đó của hiện trường, làm cho người thiết kế chỉ làm thống nhất có một loại kết cấu chắn giữ (như chắn giữ bằng neo phun), không có chỗ xử lí đặc biệt, dẫn đến khi thi công xảy ra tình huống nguy hiểm.

11.4. VẤN ĐỀ THIẾT KẾ HỐ MÓNG

1. Thiết kế không chứng chỉ, thiết kế vượt cấp, thiết kế tư nhân... dẫn tới chất lượng thiết kế kém, tạo ra tình huống nguy hiểm và sự cố

Một đặc điểm rất lớn của công trình hố móng là: một số lượng đáng kể việc thiết kế công trình hố móng không phải là từ đơn vị thiết kế chuyên nghiệp đưa ra, mà là do các đơn vị thi công hoặc các "nhân tài" dân gian đảm nhận. Những đơn vị thi công hoặc "nhân tài" dân gian ấy tuy là có một số kinh nghiệm và tri thức nhất định, nhưng họ không phải là đã trải qua nhiều các công việc nghiên cứu, thiết kế chuyên môn trong thời gian dài, yêu cầu phải bảo đảm làm tốt công trình hố móng phức tạp như vậy, sẽ

có nhiều khó khăn. Qua kinh nghiệm nước ngoài, thấy rằng những sản phẩm thiết kế của các đơn vị không chứng chỉ, thiết kế vượt cấp, thiết kế tư nhân đều có chất lượng thấp kém, thường hay xẩy ra những tình huống nguy hiểm, thậm chí là gây ra sự cố hoặc là quá bảo thủ, gây ra nhiều lãng phí. Ngoài ra, thiết kế công trình xây dựng và thiết kế hố móng chia làm hai đơn vị, về mặt tư duy thiết kế, phối hợp thiết kế không nhất trí với nhau, tạo ra những bất lợi cho công trình hố móng.

2. Thiết kế mù quáng cũng là một nguyên nhân quan trọng gây ra sự cố công trình hố móng

2.1. Tiến hành thiết kế mà không khảo sát địa chất, dẫn tới việc lựa chọn các tham số của nền đất không đúng, áp lực đất chủ động tính thấp quá, áp lực đất bị động lấy cao quá, kết cấu chắn giữ chịu lực không an toàn, biến dạng quá lớn; hoặc là làm cho các biện pháp hạ mức nước và ngăn nước bị mất hiệu lực, dẫn đến tổn thất về kinh tế.

2.2. Điều tra môi trường xung quanh không đầy đủ, làm cho trong giai đoạn thiết kế không tính hết những ảnh hưởng bất lợi đối với các công trình xây dựng, các loại đường ống ở lân cận. Ví dụ, đánh giá không đúng về tải trọng động khá lớn của nhà máy ở lân cận, sẽ làm cho giai đoạn thi công tồn tại nhiều ẩn hoạ.

3. Không tuân thủ quy định của những quy phạm tương quan là nguyên nhân thường gặp của sự cố công trình hố móng

Các chuyên ngành của công trình hố móng đề cập đến khá rộng, các bộ phận tương quan lại không lấy các quy phạm tương quan làm chuẩn, khiến cho độ tin cậy của từng bộ phận chênh nhau quá xa, có chỗ thì quá bảo thủ, có khâu lại quá sơ sài, như vậy, trên thực tế là lãng phí vật liệu mà lại rất nguy hiểm, thậm chí là gây ra sự cố.

4. Lựa chọn phương án chắn giữ thiếu luận chứng kĩ thuật

Việc lựa chọn phương án chắn giữ hố móng của công trình xây dựng quyết định bởi rất nhiều nhân tố như độ sâu đào hố móng, tính chất cơ lí của đất nền, điều kiện thuỷ văn, môi trường xung quanh (như công trình xây dựng ở lân cận, tính trọng yếu của công trình, mức độ hạn chế của đường sá, đường ống ngầm ở xung quanh), yêu cầu về không chế biến dạng của thiết kế, khả năng của thiết bị thi công, thời hạn thi công, giá thành, đặc trưng chịu lực của kết cấu chắn giữ v.v... Với các hố móng lớn, có điều kiện phức tạp thì phương án chắn giữ hố móng không thể chỉ xác định bằng kinh nghiệm và kiến thức của một người nào đó, mà phải mời các chuyên gia hữu quan tham gia làm luận chứng kĩ thuật.

Những vấn đề phát hiện trong khi điều tra sự cố công trình hố móng có:

4.1. Phương án chắn giữ hố móng không được lựa chọn phân tích kĩ lưỡng kết hợp chặt chẽ với tình hình thực tế, mà mù quáng bê nguyên xi hình thức chắn giữ của một công trình khác, cũng không qua luận chứng của chuyên gia, khiến cho sau khi đào hố móng rồi xẩy ra hàng loạt vấn đề, rất khó tránh khỏi xẩy ra sự cố.

4.2. Để tiết kiệm vốn, chắn giữ hố móng chỉ đơn giản dùng cọc gỗ cài cắm vào để đối phó, bản thân cọc gỗ độ cứng kém, cường độ yếu, độ cắm sâu không đủ, gặp khi lúc thi công kéo dài lại vào mùa mưa, kết cấu chắn giữ bị nghiêng, bị gẫy, thành hố móng bị trượt bị đổ.

4.3. Trong trường hợp trên bờ hố móng có nhiều tải trọng phụ tương đối lớn, thành hố móng chắn giữ bằng neo phun, tường đinh đất hoặc tăng cường bằng cốt cài, tải trọng phụ làm cho cốt neo dự ứng lực bị biến dạng nhiều, thành hố móng cũng biến dạng theo; cũng có hố móng chiều dài cốt neo không đủ, chưa vượt qua được mặt trượt của thành, gây ra tình trạng thành hố bị trượt trên diện tích lớn dưới tác động của tải trọng phụ tương đối lớn.

4.4. Ở những vùng đất yếu, tăng dày cọc quá mức để hi vọng thay thế cho chống và neo, làm cho phần cọc công xôn có độ dài quá lớn (trong các sự cố điều tra thuộc loại này, tỉ số giữa phần độ sâu của cọc ngàm côngxon với độ sâu hố móng trong vùng đất sét bình thường nói chung đều nhỏ hơn 0,4, trong vùng đất yếu nói chung đều nhỏ hơn 0,6), cọc chắn giữ bị biến dạng nhiều, mặt đất xung quanh hố móng lún xuống, công trình xây dựng ở lân cận bị nứt.

4.5. Trong vùng đất bùn nhão, dùng cọc phun vôi bột làm kết cấu chắn giữ hố móng, do cọc phun vôi bột trong thời ngắn thì độ dính kết kém, cường độ thấp, dẫn đến thân cọc bị nứt quá sớm, thành hố móng bị trượt.

4.6. Trong khi đào hố móng ở vùng đất bùn nhão hoặc đất bùn, chắn giữ bằng neo phun, do phải đào trước phun sau, bùn ở bờ thành dưới tác động đồng thời của trọng lượng và áp lực nước có xu hướng nhão ra, khi thi công thanh neo lại làm cho bùn nguyên dạng bị chấn động, sau khi bơm vữa khó hình thành bầu neo giữ hữu hiệu, làm cho thành hố bị trượt, cọc móng bị đứt gẫy.

4.7. Khi đào hố móng sâu có để bờ dốc, trong trường hợp không có đủ căn cứ lí luận và kinh nghiệm thực tiễn, khai thác tiềm lực quá mạnh, lại không chú ý bảo vệ bờ dốc (bờ dốc ở vùng đất sét để 1 : 0,5), gây ra bờ dốc bị trượt.

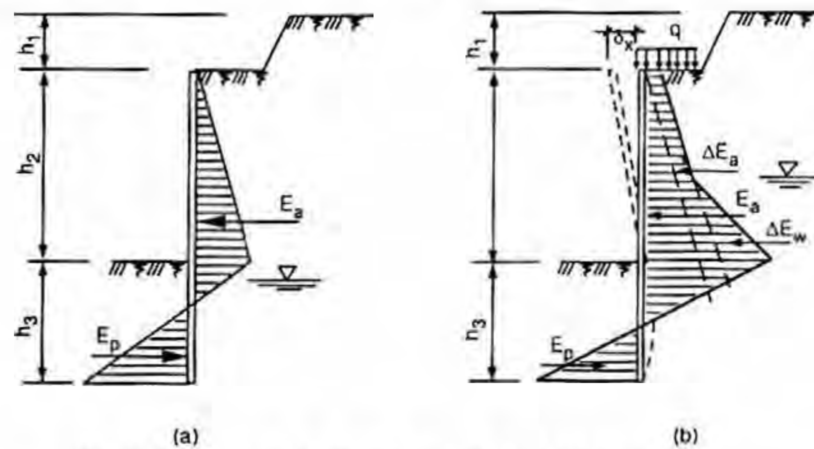
5. Lấy trị số tải trọng thiết kế không thoả đáng

Tính toán áp lực đất chính là tiền đề của việc tính toán kết cấu chắn giữ, cần phải chú ý: Áp lực đất thực tế không phải là trị số bất biến từ khi đào hố móng đến khi hoàn thành phần công trình ngầm dưới mặt đất, khi kết cấu chắn giữ thực tế phải chịu áp lực đất chủ động lớn hơn trị số thiết kế tính toán thì kết cấu chắn giữ sẽ bị biến dạng quá lớn, như hình 11.1.

5.1. Mùa mưa, nước dâng cao và sự rò rỉ của các đường ống ngầm đều có thể làm cho khối đất xung quanh hố móng bị tăng hàm lượng nước, lực dính kết và góc ma sát trong giảm, vì thế nên áp lực đất chủ động mà kết cấu chắn giữ phải chịu tăng lên, kết cấu chắn giữ bị biến dạng mạnh, đến mức bị phá hỏng.

5.2. Để tiết kiệm, người thiết kế đã giảm thấp quá mức áp lực đất chủ động, dẫn đến kết cấu chắn giữ không đủ lực, bị phá hỏng.

5.3. Khi tính toán thiết kế kết cấu chắn giữ, bỏ sót không tính tải trọng mặt đất, làm cho tải trọng áp lực đất truyền lên kết cấu quá lớn so với tải trọng tính toán, dẫn đến kết cấu chắn giữ biến dạng nhiều, công trình xây dựng ở gần bị nứt.



Hình 11.1: Sơ đồ kết cấu chắn giữ hố móng
a) Trạng thái chịu lực của kết cấu chắn giữ lúc ban đầu;
b) Trạng thái chịu lực của kết cấu chắn giữ trong thực tế

6. Chọn chỉ tiêu cường độ của đất không đúng

6.1. Trong việc thiết kế chắn giữ hố móng, lựa chọn hợp lí chỉ tiêu cường độ của nền đất là một khâu then chốt đối với sự thành bại trong khi đào hố móng. Nếu lựa chọn chỉ tiêu cường độ của đất không phản ảnh đúng tình hình thực tế thì việc thiết kế chắn giữ hố móng dù có chính xác đến đâu cũng là vô ích, như khi tính toán ổn định hố móng trong điều kiện hạ mực nước ngầm ở xung quanh hố móng có thể dùng phương pháp tổng ứng suất, chỉ tiêu cường độ của đất có thể thu được bằng thí nghiệm cắt phẳng. Nhưng nói chung thì, khi dùng phương pháp tổng ứng suất để tính thì phải căn cứ vào tình hình thực tế để lần lượt lựa chọn chỉ tiêu cường độ đất của các thí nghiệm cắt không thoát nước, cắt cố kết không thoát nước và cắt thoát nước.

Trong trường hợp có chống thấm ở xung quanh thành hố móng, đất ở quanh thành hố luôn ở trong nước ngầm, khi đó, chỉ tiêu cường độ của đất sẽ nhỏ đi nhiều so với cường độ đất trong điều kiện được thoát nước, đồng thời, trong khi thiết kế chắn giữ hố móng phải đồng thời kể đến cả áp lực đất và áp lực nước, cho nên trong khi phân tích ổn định của hố móng, nên dùng phương pháp ứng suất hữu hiệu, chỉ tiêu cường độ của đất có thể thu được bằng thí nghiệm ba trục. Trong việc tính ổn định hố móng thì phương pháp ứng suất hữu hiệu hợp lí hơn phương pháp tổng ứng suất, áp lực nước đất tính riêng thì hay hơn tính gộp. Nhưng trong công tác thực tế, có một số người thiết kế lại bất kể là trong điều kiện nào, cứ chọn lấy một chỉ tiêu cường độ của đất như nhau, trong thiết kế chắn giữ hố móng đều dùng phương pháp tổng ứng suất, làm cho kết quả thiết kế chênh lệch nhiều so với thực tế, gây ra sự cố cho công trình hố móng.

6.2. Việc chọn trị số chỉ tiêu cường độ của lớp cát sỏi cũng cần phải cân nhắc toàn diện; qua điều tra cho thấy, một số công trình hố móng chọn chỉ tiêu cường độ của lớp cát sỏi quá cao, làm cho trị tính toán áp lực đất bị động thiên về phía lớn hơn, phần côngxon của cọc chắn giữ quá dài nên đỉnh cọc bị chuyển dịch quá lớn.

6.3. Trong tính toán thiết kế hố móng ở vùng đất trương nở, đã áp dụng theo chỉ tiêu cường độ của đất nguyên dạng. Nhưng, mặc dù là trong thi công đã có biện pháp chống nước nhất định, chỉ hơi sơ xuất nhỏ nào đó là đất trương nở sẽ gặp nước và nở ra, cường độ của đất tụt xuống rõ rệt (góc ma sát trong giảm đi 5^{o} - 7^{o}, lực dính chỉ còn khoảng 1/3 - 1/4 nguyên dạng), vì vậy tính ổn định của hố móng giảm đi nhiều và kết cấu chắn giữ bị phá hỏng.

7. Biện pháp xử lí nước ngầm bất lực

Công trình hố móng thường hay gặp phải nước ngầm, để bảo đảm việc thi công hố móng sâu được tiến hành bình thường, phải xử lí tốt đối với nước ngầm. Do đó, nhất thiết phải biết rõ cấu trúc nham thạch của các lớp đất ở hiện trường; điều tra độ dày của tầng chứa nước, tính thấm và lượng nước, nghiên cứu tính chất của nước ngầm, điều kiện bổ sung và tháo nước, từ đó đề ra phương án hạ mực nước hợp lí nhất, thiết thực và khả thi nhất.

Nước ngầm có liên quan đến công trình hố móng và tuỳ theo điều kiện nằm ngầm dưới đất của chúng có thể chia làm 3 loại: nước chứa ở tầng trên, nước chìm và nước có áp.

Nước chứa ở tầng trên phân bố trong giải thông khí của các tầng đất rời rạc ở bên trên, tầng chứa nước phần nhiều là các tầng thấm nước ít hoặc thấm nước yếu, không có mặt nước ổn định, mực nước thay đổi theo thời tiết, từng vị trí khác nhau và từng mùa khác nhau thì mực nước cũng khác nhau, lượng nước trào vào ít, tuỳ theo sự thay đổi mùa và tính chất của tầng chứa nước mà lượng nước cũng có nhiều biến đổi; không có liên hệ thuỷ lực với nước ngầm trong vùng, có thể có liên hệ thuỷ lực với nước mặt ở lân cận, nhưng tính liên thông thì kém. Nước chứa tầng trên nói chung có thể xem là tầng chứa nước thứ nhất của việc hạ mực nước cho công trình hố móng sâu, do nó nằm tương đối nông, khối lượng lại ít, chỉ cần có có biện pháp hạ mực nước thích hợp, khi hiệu quả xử lí tốt thì ảnh hưởng đối với thi công hố móng sâu của chúng không lớn, còn khi không xem trọng nó, biện pháp xử lí không thích hợp thì cũng có thể dẫn đến sự cố cho công trình hố móng sâu.

Nước chìm (tiềm thuỷ) phân bố trong tầng đất rời rạc, trong các giải khe nứt của nền đất đá và trong vùng nham chảy, tầng chứa nước có thể là tầng thấm nước yếu - thấm nước mạnh; thường là nước không áp hoặc nước có áp thấp, có một mặt nước tự do chung, mực nước thay đổi rõ rệt khi chịu ảnh hưởng của thời tiết. Mực nước trong cùng một vùng thì cơ bản là bằng nhau hoặc là biến đổi có quy luật trong một phạm vi nhất định, lượng nước biến đổi khá lớn; nguồn bù nước thường do nước mưa là chính, đồng thời có tiếp nhận nước thấm của tầng chứa nước ở bên trên và nước chảy ngang

của cùng tầng ở bên ngoài vùng đất ấy, tương đối thuận lợi khi hạ mực nước, có thể dùng nhiều biện pháp để giải quyết nước chìm, nguy hại không lớn đối với thi công hố móng sâu

Nước có áp phân bố trong các lớp đất rời, trong vùng lòng chảo, nghiêng dốc, đứt gãy cấu tạo đá gốc... Thường là nằm ở bên dưới của vùng đất, có tính chịu áp lực rõ rệt; cột nước biến đổi theo vị trí vùng đất, thường không chịu ảnh hưởng của nhân tố khí hậu ở địa phương, áp lực cột nước ở trong vùng thường ở mức ổn định tương đối; lượng nước quyết định bởi tính chất của tầng chứa nước, cấu tạo của tầng chứa nước và tính thấm nước của tầng chứa nước. Nước có áp do có độ sâu lớn, cột nước cao, lượng nước nhiều nên sẽ nguy hiểm đối với bản đáy của hố móng sâu và việc thi công hố móng sâu, có thể gây ra những khó khăn nhất định cho vấn đề xử lí nước của hố móng sâu, nhưng chỉ cần thiết kế và xử lí thận trọng tỉ mỉ, vẫn có thể bảo đảm cho việc thi công hố móng sâu được tiến hành thuận lợi.

Ngoài ra, mưa bão và rò rỉ của các đường ống ở xung quanh cũng tạo ra nhiều nguy hại cho công trình hố móng

Nước là thiên địch của công việc thi công hố móng, theo thống kê, trên 70% sự cố công trình hố móng là trực tiếp hoặc gián tiếp do nước gây ra. Điều này có quan hệ rất nhiều với: người thiết kế không coi trọng "thuỷ tai", chưa nắm vững nguyên lí địa chất thuỷ văn, chưa nắm vững khái niệm cơ bản về địa chất thuỷ văn. Có một số người thiết kế lại cho rằng, chỉ cần có số liệu về mực nước ngầm và hệ số thấm là có thể đủ để thiết kế khống chế nước ngầm rồi, còn những vấn đề khác như các điều kiện về mức, độ nằm sâu, bổ sung, dòng đi, dòng đến của nước ngầm, biến đổi địa chất thuỷ văn trước và sau khi đào, quy luật chuyển động của nước ngầm, áp lực nước động, phá huỷ của chảy thấm v.v... thì chưa hề biết tới, điều đó là cực kì nguy hiểm, rất có thể dẫn tới những sự cố bất ngờ cho hố móng. Ở đây phải chú ý là vấn đề "nguyên lí chuyển động của chảy thấm". Mọi người đều biết, tầng đất có tính thấm nước mạnh sẽ có áp lực nước tĩnh, nhưng mọi người lại có cách nhìn khác nhau đối với áp lực nước tĩnh của tầng đất có tính thấm nước yếu. Kì thực, cột nước hoặc áp lực nước với mạnh yếu của tính thấm nước của đất là hai vấn đề khác nhau, không thể nói gộp vào làm một được. Ở một độ sâu nào đó của tầng chứa nước, bất kể là hệ số thấm chênh lệch nhau bao nhiêu, cột nước vẫn chắc chắn là như nhau, chỉ có thời gian để đạt tới cùng một cột nước là có khác nhau mà thôi. Có khi trên mặt đào của tầng thấm nước yếu thấy nước thấm lên rất ít, đó chưa phải đã là do áp lực nước thấp, mà là do không phù hợp với điều kiện áp lực nước tĩnh. Đối với nước trong nham chảy và nước ở khe nứt, nguyên lí áp lực nước tĩnh cũng vẫn đúng, có khi xem là áp lực nước ngoài nên diện tích tác dụng trên kết cấu phải trừ đi diện tích của nham thạch. Nhưng khi nước ngầm chảy ở quanh tường ngăn nước thì áp lực nước khác với áp lực nước tĩnh. Áp lực nước tĩnh sau khi áp lực nước ở hai bên triệt tiêu nhau thì ở chỗ cốt của mực nước trong hố là cao nhất, ở chỗ tường ngăn nước là bằng không. Khi tính thấm nước của các tầng trên dưới là khác nhau, có tầng kẹp thấm nước yếu, thấu kính thấm nước yếu, hình thức lưới chảy biến đổi rất lớn. Khi có nhiều tầng nước ngầm mà lại có điều kiện thấm nước

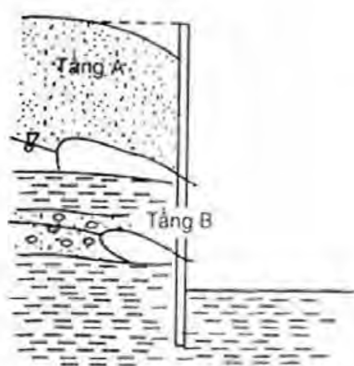
vượt dòng, phân bố dòng chảy và cột nước cũng khác với điều kiện nước tĩnh. Do đó, chỉ khi nắm vững được nguyên lí chuyển động của chảy thấm mới có thể tiến hành được việc thiết kế khống chế nước ngầm.

Tóm lại, chống thấm nước và hạ mực nước là một hạng mục công việc liên quan đến toàn bộ công trình hố móng.

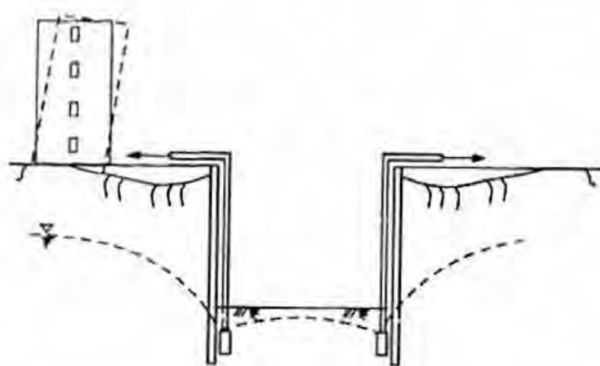
Tình hình điều tra cho thấy, giặc nước gây ra sự cố cho công trình hố móng, chủ yếu có mấy mặt sau đây:

7.1. Hố móng trong đất yếu chưa làm màng quây ngăn nước đã thực hiện đào hố, dưới tác động của nước ngầm, nước kéo theo hạt cát chảy vào trong hố qua các khe giữa các kết cấu chắn giữ, làm cho đất ở xung quanh hố móng bị chảy đi mất, mặt đất nứt ra, lún xuống (xem hình 11.2), công trình xây dựng ở xung quanh nghiêng vào phía hố móng.

7.2. Khi đào hố móng ở vùng có mực nước ngầm cao không làm màng quây ngăn nước mà cứ hạ mực nước thật sâu ở bên trong hố, làm cho đất nền trong một phạm vi nhất định ở bên ngoài kết cấu chắn giữ sẽ bị lún không đều theo sự hình thành cố kết mất nước của đường cong hình phễu hạ mực nước, làm cho công trình xây dựng ở xung quanh hố móng bị nghiêng, đường đi và các loại đường ống bị lún, nứt, thậm chí bị phá vỡ (xem hình 11.3).



Hình 11.2: *Đất ở xung quanh hố móng bị trôi đi*

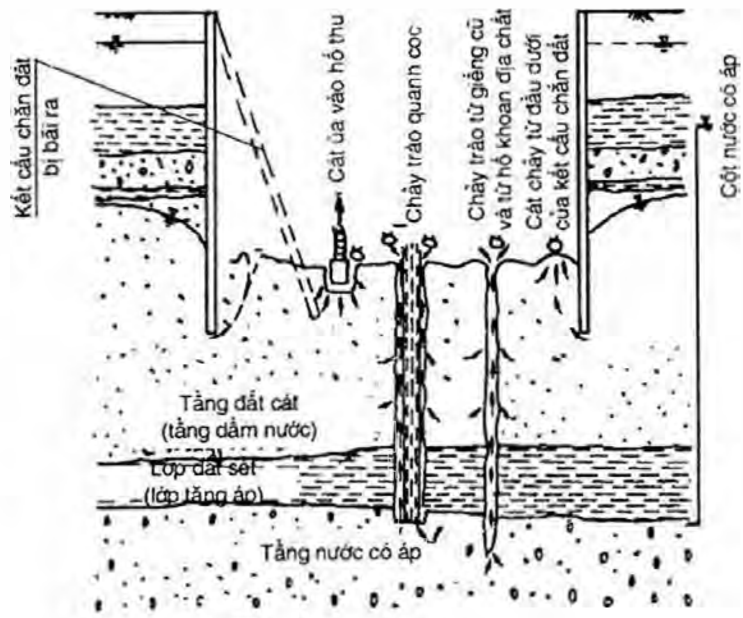


Hình 11.3: *Hạ mực nước trong hố móng làm cho đất ở xung quanh hố bị lún không đều*

7.3. Ở vùng đất mềm, cọc công trình và cọc chắn giữ dùng kiểu cọc đóng bằng bêtông cốt thép, do biện pháp hạ mực nước ở trong hố bất lực và không có kết quả nên hình thành áp lực nước lỗ rỗng và không dễ tiêu tán trong thời gian ngắn ở đất mềm, do đó việc đào hố móng sẽ gây ra biến đổi cân bằng ứng suất của khối đất bên trong hố móng, làm cho đất mềm bị di động kéo theo cọc cũng bị chuyển dịch.

7.4. Thiết kế màng quây ngăn nước không tính kĩ điều kiện địa chất và mức độ đào sâu khác nhau của hố móng, áp dụng cùng một loại cọc trộn ximăng đất một hàng với cùng một độ dài cọc để ngăn nước, cọc trộn không xuyên qua tầng cát bột mịn, gây ra bên trong hố móng bị dò thấm nghiêm trọng.

7.5. Như hình 11.4, chênh lệch mực nước giữa trong và ngoài hố móng quá lớn, hoặc bên dưới hố móng có tầng nước có áp, đơn vị thi công không gia cố mặt đáy hố móng, làm cho lực chảy của nước ngầm từ dưới lên lớn hơn trọng lượng nổi của đất đáy hố móng, từ đó gây ra chảy trào, cát chảy.



Hình 11.4: Chảy ống vào hố móng

7.6. Thi công hố móng trong thời gian dài mà không thiết kế mái dốc và tầng mặt ngăn nước ở đỉnh hố móng và máng thu nước ở đỉnh hố và đáy hố thì nước mưa thấm vào làm cho áp lực đất chủ động và áp lực nước của kết cấu chắn giữ tăng lên mạnh, làm biến dạng kết cấu chắn giữ, nền đất ở bờ dốc bị xói trôi, nguy cả bốn xung quanh, thậm chí có thể đẩy đổ cả kết cấu chắn giữ, gây ra mất ổn định thành hố...

7.7. Thiết kế màng quây ngăn nước thoát li thực tế, như làm cọc bêtông không cốt thép ở giữa hai cọc chắn đất, rồi dùng ống nhỏ bơm vữa bịt kín giữa cọc bêtông không cốt thép với cọc chắn đất, nhưng đường kính ống bơm vữa nhỏ, thi công lại sai lạc nhiều nên hiệu quả ngăn nước rất kém.

8. Sai phạm trong thiết kế kết cấu chống giữ

Hệ thống chống trong là tên gọi chung để chỉ các bộ phận như dầm vòng, thanh chống, thanh chống góc, cột đỡ và các bộ phận phụ trợ khác dùng để chống lực đẩy ngang của tường chắn đất do áp lực đất v.v... gây ra. Dầm vòng là cấu kiện chịu uốn có tác dụng đem lực đẩy ngang mà tường (cọc) chắn đất tiếp thu truyền cho thanh chống; Thanh chống trong và thanh chống góc đều là cấu kiện chịu nén, cột đỡ dùng để chịu phần trọng lượng của thanh chống, có tác dụng đề phòng thanh chống bị võng. Bất cứ một cấu kiện hoặc một bộ phận nào trong hệ thống chống giữ mà thiết kế không đúng đều có thể ẩn chứa mầm gây sự cố.

8.1. Khi kích thước mặt bằng hố móng là khá lớn, thường sử dụng chống thép, do cấu kiện thanh bị biến dạng nén cong, làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng quá lớn.

8.2. Khi dùng thép chữ H làm dầm vòng, ở chỗ dầm vòng nối với thanh chống có làm bản sườn hoặc dùng cục bêtông để kê cho chặt, do phần cánh có chỗ nào đó bị mất ổn định nên sinh ra biến dạng uốn hoặc biến dạng xoắn.

8.3. Dầm vòng thép chữ H, trong trạng thái ứng suất cao, bản bụng dễ xẩy ra mất ổn định cục bộ.

8.4. Dầm vòng thép chữ H biến dạng uốn, kéo đứt bulông liên kết của bản nối.

8.5. Tầng chống trên cùng đặt thấp quá, làm cho đỉnh kết cấu chắn giữ bị chuyển dịch quá lớn: ví dụ ở khách sạn Tân Cẩm Giang (Thượng Hải) chắn đất bằng cọc bản thép, do tầng chống trên cùng đặt thấp hơn đỉnh cọc 3m, nên đã gây ra cho các nhà dân ở lân cận bị nứt nghiêm trọng.

8.6. Đối với kết cấu chắn đất trong vùng đất nhão, khi độ sâu hố móng nhỏ hơn 10m, một số công trình dùng thanh đơn ống thép $\phi609 \times 11$mm để làm tầng chống trên cùng, do tỉ lệ dài rộng của thanh quá lớn, rất dễ bị biến dạng uốn, khó bảo đảm ổn định tổng thể.

8.7. Khoảng cách theo chiều ngang của thanh chống thưa quá, làm cho thanh chống bị biến dạng uốn quá lớn.

8.8. Do tường (cọc) chắn đất cắm vào trong đất quá ít hoặc thiếu khả năng chịu lực, sau khi đào hố móng thì đáy hố bị trồi lên hoặc kết cấu chắn giữ đất lún xuống tương đối nhiều nên dẫn đến phát sinh ứng suất phụ tương đối lớn trong hệ thống chống đỡ và ảnh hưởng bất lợi đối với sự ổn định.

8.9. Người thiết kế không quan tâm đến hoặc quan tâm không đầy đủ tình huống ứng suất phụ tăng thêm khá lớn do sự biến đổi nhiệt độ tạo ra cho hệ thống chống giữ (có khi đến khoảng 20%), do đó, làm cho hệ thống chống đỡ bị lâm vào tình trạng nguy hiểm.

8.10. Chỗ nối của kết cấu thép thường là điểm yếu về cường độ, thực tế cho thấy: chỗ mở lỗ của vật liệu gốc và bulông nối... do không kiểm tra lại cường độ nên dễ bị phá mối nối và thanh chống mất tác dụng.

8.11. Khi hình dạng mặt bằng của hố móng sâu không vuông vắn, hoặc mặt đất hai đầu của thanh chống cao thấp chênh lệch quá lớn, làm cho nội lực của hệ thống chống không cân bằng, nếu tính toán không kĩ có thể gây ra sụp đổ hố móng.

8.12. Kích thước mặt cắt và đặt thép tại các điểm nối trung gian của thanh chống ngang bằng bêtông cốt thép bị thiếu nghiêm trọng, dẫn đến kết cấu chắn giữ bị sụp đổ.

8.13. Thanh chống bị co ngắn, bị mục mọt... làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng.

8.14. Thanh chống góc chịu lực phức tạp, khi dùng chống góc bằng thép, nếu khi tính toán không đầy đủ hoặc biện pháp cấu tạo không tốt thì rất dễ tạo ra mất ổn định ở thanh chống góc.

8.15. Lực chọn ở lớp chịu lực của nền đất cho cột chống đứng không thoả đáng, cột chống vào lớp đất có khả năng chịu lực kém, hoặc khi dùng cọc để đỡ cột trung gian mà lực ma sát bên và lực chống đầu cọc lại không đủ, làm cho cột đứng trung gian bị lún quá nhiều, hệ thống chắn giữ sẽ bị biến dạng quá lớn.

8.16. Cột đứng trung gian bằng bêtông cốt thép đặt thép quá ít, độ cứng quá nhỏ, làm cho cột bị phá huỷ vì nén uốn.

8.17. Số lượng cột chống trung gian thiếu, mối nối với thanh chống không chắc, thanh chống bị võng xuống, trường hợp võng nhiều sẽ làm cho thanh chống mất tác dụng.

8.18. Liên kết của hệ thống thanh chống tính toán không chu đáo, làm cho toàn bộ hệ thống bị mất ổn định.

Từ phân tích trên có thể thấy, nguyên nhân của phần lớn sự cố trong hệ thống chống bằng thép là ứng suất cao quá gây ra cho kết cấu thép bị mất ổn định cục bộ về nén, hoặc toàn bộ hệ thống bị mất ổn định nén. Khi hố móng hẹp và dài, thanh chống ngắn thì sự cố hay xẩy ra ở dầm vòng. Khi bề rộng hố móng tương đối lớn, thanh chống phải khá dài thì tất cả các bộ phận trong hệ thống chống giữ như dầm vòng, thanh chống trong, thanh chống góc, cột đứng... đều đã từng xẩy ra sự cố.

9. Sai phạm trong thiết kế kết cấu neo giữ

Thanh neo trong đất được tạo thành bởi đầu neo, cốt neo và bầu neo, đầu ngoài của thanh neo được liên kết với tường chắn đất bằng chân đế (dầm sườn hoặc dầm vòng) và đầu neo, đầu kia được neo giữ trong khối đất ổn định, hình thành một loại cấu kiện chịu kéo để duy trì ổn định cho thành của hố móng.

Sai phạm trong thiết kế kết cấu neo giữ có mấy điểm sau đây:

9.1. Khi vị trí thiết kế thanh neo thấp quá, khả năng chịu lực thiết kế không đủ, dẫn đến lực chống của kết cấu chắn giữ thiếu, sinh ra biến dạng quá lớn.

9.2. Độ dài thanh neo không đủ, không chống lại nổi di trượt tổng thể của hố móng.

9.3. Không kiểm tra lại cường độ và độ cứng của các bộ phận phụ thuộc của chân đế (dầm sườn, dầm vòng, vai bò...), sau khi đào hố móng, các bộ phận trên biến dạng quá lớn và bị phá hỏng, ảnh hưởng đến ổn định của thành hố móng.

9.4. Độ cắm sâu vào trong đất của cọc (tường) chắn đất không đủ, thanh neo lại không có tác dụng, làm cho toàn bộ kết cấu chắn giữ thành bị dịch chuyển quá lớn và sụp đổ.

9.5. Chỉ tính lực kéo của thanh neo bằng áp lực đất trong phạm vi cự li nằm ngang là 1m và không kể đến trị áp lực đất vừa tính còn phải nhân với cự li nằm ngang của thanh neo nên dẫn đến lực chống nhổ của thanh neo không đủ.

9.6. Tuỳ tiện hạ thấp hệ số an toàn, dẫn đến độ dài của bầu neo không đủ. Hệ số an toàn của thanh neo nhỏ quá, qua một trận mưa to, áp lực nước đất tăng lên, thân neo bị nhổ bật, hố móng mất ổn định và sụp đổ.

9.7. Bầu neo không được đặt trong lớp đất tốt, làm cho lực chống nhổ của thanh neo thấp hơn lực kéo thiết kế, sau khi đào đất thân neo bị nhổ lên, hố móng sụp đổ.

9.8. Cọc chắn đất và thanh neo thiết kế không phối hợp được với nhau, cọc (tường) chắn đất và thanh neo là một tổng thể kết cấu chắn giữ, hai loại kết cấu này khi thiết kế phải phối hợp với nhau, ví dụ khi áp lực đất không lớn, cốt thép chịu uốn trong cọc chắn đất đặt không nhiều mà lực kéo căng khi khoá neo lại lớn hơn lực kéo cần thiết để chịu tác dụng của áp lực đất thì thường cần phải có một phản lực bị động để cân bằng với phản lực căng quá thừa khi khoá neo, do đó sinh ra mômen uốn của quá tải, làm giảm độ an toàn của cọc, có khi làm cho cọc bị phá hỏng. Trong nhiều sự cố hố móng đều cho thấy có những thực tế về sự không phối hợp này.

9.9. Khoảng cách theo chiều đứng của thanh neo xa quá, dẫn đến cọc chắn giữ không đủ khả năng chịu uốn.

9.10. Cốt neo và các loại vật liệu nhồi vào lỗ neo nhiều quá, khiến cho lượng ximăng đưa vào bị ít đi, hoặc là không đủ nén chặt, kết quả là hạ thấp lực chống nhổ của thanh neo.

9.11. Tỉ lệ trộn vữa ximăng và tỉ lệ nước : ximăng không phù hợp, ảnh hưởng cường độ của thân cọc ximăng.

9.12. Trong thiết kế không tính đến khoá khi kéo căng thanh neo.

9.13. Góc nghiêng xuống của thanh neo quá lớn (lớn hơn 45°), như vậy thì một mặt là phản lực ngang của thanh neo quá nhỏ, cọc chắn giữ bị biến dạng quá lớn, mặt khác phản lực đứng quá lớn, tăng thêm lượng lún xuống của cọc chắn giữ, hai tác dụng này hợp lại nhau làm tăng thêm khả năng sụp đổ của hố móng.

9.14. Trong khi thiết kế tính toán thanh neo nhiều tầng, tính nhầm khoảng cách của các tầng thanh neo là khoảng cách nhỏ nhất, kết quả là thanh neo có khoảng cách lớn thì độ dài neo giữ và cốt neo bị thiếu nghiêm trọng.

10. Thiết kế tính toán sơ xuất nhầm lẫn

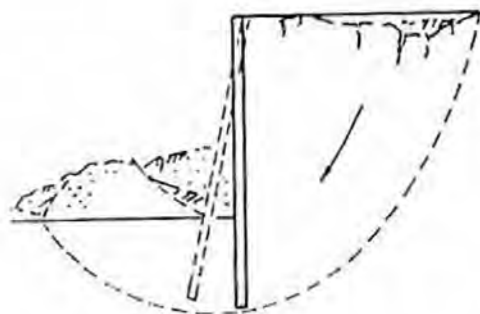
10.1. Khi đào hố móng có để mái dốc ở vùng đất tương đối kém, chắn giữ bằng tường đinh đất, bằng gia cường cài cốt, bằng neo phun... mà bỏ qua việc kiểm tra ổn định mái dốc hố móng, không gia cố cho mái dốc được chắc chắn thì dễ tạo thành trượt dốc.

10.2. Tải trọng phụ thêm trên mặt đất tính nhỏ quá.

11. Hệ số an toàn thiết kế quá nhỏ

11.1. Hệ số an toàn chống trồi của đáy hố quá thấp.

11.2. Khi đào hố móng chắn giữ bằng cọc thép chữ I, do cọc thép cắm vào trong đất ít quá, hệ số an toàn ổn định không đạt được yêu cầu theo các quy phạm hữu quan, làm cho góc dốc của hố móng bị trượt, kết cấu chắn giữ bị "bật chân" lên (hình 11.5).



Hình 11.5: Kết cấu chắn giữ bị "bật chân"

11.3. Tường liên tục trong đất ngàm vào đất không đủ, hệ số an toàn ổn định quá thấp, làm cho thành ở đáy hố bị trượt.

11.4. Hệ số an toàn chống uốn của cọc chắn giữ quá thấp, không đủ khả năng chịu uốn, làm cho cọc chắn giữ bị phá hỏng.

12. Người thiết kế thiếu kinh nghiệm

Do tính không đồng đều của nền đất thiên nhiên, tính phân tán của các chỉ tiêu cơ học của đất, tính tuỳ thuộc vào phương pháp đo của các tham số tính toán, và sự chênh lệch giữa các điều kiện giả thiết của lí thuyết tính toán với tình hình thực tế, thêm nữa là, có một số tính chất của đất, trước mắt đang còn khó biểu thị bằng phương pháp định lượng, cho nên, người thiết kế công trình hố móng, không những phải có cơ sở lí thuyết tương đối sâu mà còn phải có kinh nghiệm thực tế phong phú, giỏi về xử lí các vấn đề phức tạp. Qua điều tra thấy, các loại sự cố do người thiết kế thiếu kinh nghiệm gây ra cũng không phải là ít.

11.5. VẤN ĐỀ THI CÔNG HỐ MÓNG

1. Không có tư cách hoặc vượt cấp nhận thầu thi công hố móng

Trong thị trường xây dựng ở nước ta, có một số xí nghiệp hoặc đội thi công trình độ kĩ thuật thấp, tư chất yếu, quản lí kém, kỉ luật lỏng, nhưng do cơ cấu của họ đơn giản, tài vụ thuận tiện, thường thông qua một số thủ đoạn không chính đáng để giành được quyền thầu công trình hố móng nên đã để xẩy ra những tình huống nguy hiểm, làm tổn hại lớn cho xây dựng.

2. Chất lượng thi công kém

Trong thị trường xây dựng cạnh tranh, khi các nhà thầu cạnh tranh thường xẩy ra 2 vấn đề: một là đưa giá thấp để tranh công việc, hai là chuyển thầu rất nhiều tầng nấc, hay gọi là "Một đơn vị đi đấu thầu, hai đơn vị vào hiện trường, ba, bốn đơn vị thi công". Kết quả là, nhà thầu có tư cách ở cấp cao thì thông qua chuyển thầu mà thu lãi, các nhà thầu không có tư cách hoặc tư cách ở cấp thấp thì nhận được công trình với một giá gốc đã là thấp, lại phải qua "nhiều tầng nấc cắt xén", chỉ còn "kinh doanh lỗ vốn" bằng một giá rất thấp, để có thể còn kéo được ít lãi, họ càng phải sửa bừa thiết kế, giảm công, bớt nguyên vật liệu, thi công giả dối.

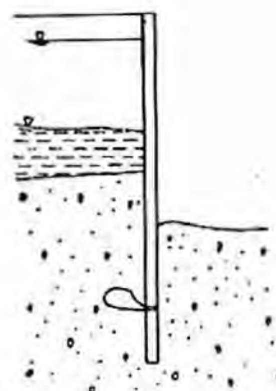
2.1. Màng quây ngăn nước có thiếu sót (như lỗ hổng, rỗ tổ ong...), dưới tác động của nước ngầm, nước kéo theo đất, cát, bùn luồn vào trong hố móng từ phía sau lưng của kết cấu chắn giữ, làm cho đất, nước ở xung quanh hố móng bị chảy vào trong hố móng, làm nứt rạn nghiêng lệch các công trình ở lân cận, đường sá ở xung quanh cũng bị lún nứt, nước thì đầy trong hố, thành hố thị sụt lở (hình 11.6).

2.2. Cường độ thân cọc của cọc chắn giữ bằng BTCT bị thiếu nghiêm trọng hoặc là cọc bị co thắt, bị đứt đoạn, làm cho cọc biến dạng quá lớn, hố móng sụt lở.

2.3. Vị trí cốt thép dọc trong cọc chắn giữ bằng BTCT bị bố trí sai.

2.4. Cốt thép trong tường liên tục trong đất bằng BTCT không liền nhau, thân tường rỗ tổ ong, lộ cốt thép..., thậm chí là có cả lỗ hổng.

2.5. Chất lượng ximăng trong thân neo kém, ảnh hưởng đến lực bó chặt và cũng ảnh hưởng đến lực cản ma sát. Khi đào hố móng, lực bó chặt kém sẽ làm cho cốt thép tuột khỏi khối ximăng, lực cản ma sát kém sẽ làm cho cả khối neo bị kéo tuột lên.



Hình 11.6: Màng quây ngăn nước bị dò thấm

2.6. Độ cứng của khoá neo trong khối neo không đủ, bị tuột neo, làm cho hố móng mất ổn định.

2.7. Thanh neo hoặc đinh đất bị thiếu chiều dài, góc nghiêng chênh lệch quá nhiều so với thiết kế, điều đó sẽ dẫn đến khả năng chịu lực thực tế của thanh neo (hoặc đinh đất) không đạt yêu cầu thiết kế, làm cho thành hố móng bị biến dạng quá lớn.

2.8. Thanh chống theo kiểu chữ thập (#), độ dài thanh chống dài quá, cường độ điểm nối không đủ, làm cho mặt bằng thanh chống mất ổn định hoặc bị vặn xoắn.

2.9. Cột chống ở trung gian ít, độ dài thanh chống khá dài, liên kết không chắc chắn, làm cho mặt bằng thanh chống mất ổn định hoặc bị vặn xoắn.

2.10. Vị trí của các thanh chống kém chính xác, khi chịu lực thanh bị uốn cong, cũng giống như tăng thêm mômen uốn phụ, vượt quá khả năng thiết kế, tạo ra tình trạng nguy hiểm.

2.11. Khi chống bằng thép ống, sử dụng một số ống thép cũ, ống thép tái sinh, ống thép mỏng thành, làm cho có chỗ bị biến dạng quá lớn, ảnh hưởng đến toàn bộ hệ thống thanh chống.

2.12. Khi chống bằng thép ống, một số chi tiết không được kiểm tra chất lượng mối hàn, mối hàn bị kéo đứt.

2.13. Khi chống bằng BTCT, do chất lượng bêtông xấu làm cho thanh chống bị nén vỡ.

2.14. Thanh chống bằng thép không được tăng dự ứng lực theo đúng yêu cầu, hoặc dự ứng lực nhỏ quá, làm cho tường (cọc) chắn giữ biến dạng quá lớn.

2.15. Khi dựng cột đứng bị lệch tâm quá lớn, tạo ra cột bị nén lệch tâm.

2.16. Khi hàn các chi tiết như vai bò.., không gõ sạch tạp chất chỗ nối hàn trước khi hàn (bùn đất, gỉ mục...) dẫn đến chất lượng mối hàn quá kém.

3. Không tuân thủ nghiêm ngặt quy trình thi công

3.1. Máy đào đất bằng gầu ngược đứng gần kết cấu chắn giữ, làm cho kết cấu chắn giữ phải chịu tải tăng quá cao, lại xuất hiện nhiều tải trọng động, vượt quá dự trữ an toàn của thiết kế, làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng quá lớn (hình 11.7).

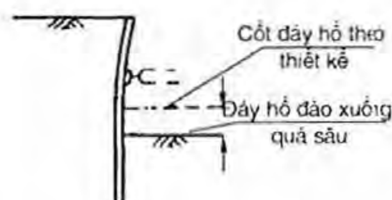
3.2. Trong quá trình đào hố móng, máy đào đất va đập bừa bãi vào hệ thống thanh chống, thanh neo và tường cọc chắn giữ đất, gây ra những hư hại không đáng có (như thanh chống bị vỡ, thanh neo bị đứt, thân cọc bị sứt vỡ...).



Hình 11.7: Máy đào đất đến quá gần kết cấu chắn giữ

3.3. Đào hố móng không phù hợp quy trình

Đào hố móng phải đào thành từng tầng, độ cao chênh nhau không nên quá lớn. Khi đào hố móng ở vùng đất mềm thì chênh lệch độ cao không được quá 1m. Đào từng lớp mỏng là biện pháp quan trọng để giữ ổn định cho hố móng trong vùng đất mềm. Nhưng, một số đơn vị thi công tốc độ đào đất nhanh, để độ cao chênh lệch quá lớn, thay đổi mạnh trạng thái cân bằng vốn có của các lớp đất, hạ thấp cường độ chịu cắt của nền đất, đất mềm bị chuyển dịch ngang tương đối lớn, làm cho hố móng bị trượt dốc. Một tình huống nữa là, hố móng đào xuống quá sâu, vượt quá cốt đào thiết kế, tạo ra tình huống, nguy hiểm, như hình 11.8.



Hình 11.8: Đáy hố đào xuống quá sâu

3.4. Đáy hố để lộ thiên thời gian quá dài: sau khi đào xong hố móng, nền đất bị giảm tải, áp lực do trọng lượng bản thân của đất bị giảm đi, hiệu ứng đàn hồi của đất sẽ làm cho mặt đáy hố móng có biến dạng đàn hồi (vồng lên), nếu đáy hố móng bị để lộ thiên dài ngày quá, thêm nữa lại có nước đọng trong hố móng thì đất sét sẽ hút nước, thể tích tăng lên, cường độ chịu cắt giảm đi, biến dạng đàn hồi lại sẽ càng lớn.

3.5. Khi đào móng để mái dốc có độ dốc quá lớn: đào móng để mái dốc là biện pháp thường hay áp dụng, thích hợp với loại đất sét rắn, đất sét dẻo và đất thuộc loại cát. Khi đào hố móng trong đất thuộc loại cát đồng nhất, góc dốc phải nhỏ hơn góc ma sát trong. Khi đào hố móng trong đất sét, thì ổn định của thành hố sẽ do tính toán chống trượt quyết định. Đồng thời, khi đào hố móng có để mái dốc, mực nước ngầm phải hạ xuống đến bên dưới của mặt đáy hố móng. Nhưng một số đơn vị thi công lại có tâm lí cầu may, vi phạm quy định, cho mái dốc quá dốc, làm mất ổn định thành hố móng.

3.6. Cọc bị dịch chuyển và bị nghiêng

Công trình hố móng đóng cọc trước đào hố sau, do tác động của đất chèn vì sóng động lực, làm phá huỷ mất trạng thái cân bằng vốn có của nền đất, với loại cát bột mịn

có thể tạo thành đất cát hoá lỏng, nước ngầm dâng cao lên đến mặt đất, cường độ của đất nền bị giảm mạnh, với loại đất sét bão hoà, do áp lực đất chèn, sinh ra áp lực nước lỗ rỗng siêu tĩnh rất lớn, cường độ chịu cắt của đất giảm nhanh. Nếu ngay sau khi đóng cọc mà đào đất gấp rút theo liền đó, do khi đào đất ứng suất bị mất đi, lại thêm chênh lệch độ cao khi đào, tạo ra một bên giảm tải và lực đẩy ngang, khối đất rất dễ bị đẩy ngang, làm cho cọc mới đóng bị dịch chuyển và bị nghiêng.

3.7. Biện pháp chủ yếu nhất trong thi công hệ thống chống đỡ hố móng là làm sao cho dầm vòng gắn chặt vào với cọc tường chắn đất, nếu thi công sai số lớn quá, thì phải nhồi cho chắc vào phía sau dầm, nếu không thì kết cấu chắn giữ sẽ bị biến dạng quá lớn.

3.8. Khi không dùng bêtông hoặc vữa keo để chèn cho đặc chắc vào phía sau dầm ở chỗ dầm vòng nối với thanh chống, hoặc khi dầm thép hình lại không hàn bản sườn vào chỗ liên kết theo yêu cầu thiết kế... sẽ dẫn đến dầm vòng bị phá hỏng, cong vênh hoặc cánh bị mất ổn định cục bộ.

3.9. Lắp dựng kết cấu chống đỡ không theo nguyên tắc chống đỡ trước đào đất sau mà cứ đào đất trước. Ngoài ra, để thuận tiện thi công đã đào đất xuống sâu đến một mức độ mà không kịp thời chống giữ... sẽ làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng quá lớn, cục bộ sụt lở, hoặc có khi toàn bộ mất ổn định.

3.10. Sau khi khoan khô để làm lỗ thanh neo, bùn đất dính vào thành lỗ không làm sạch đi sẽ làm giảm khả năng chống nhổ của thanh neo.

3.11. Khi khoan lỗ ướt để làm lỗ thanh neo, do không áp dụng kiểu lồng hai ống, không dùng bộ phận ngăn nước, hoặc không dùng biện pháp hạ mực nước mà cứ rửa lỗ quá mức cần thiết, làm cho nước rửa khi phun ra khỏi lỗ mang theo nhiều hạt đất, làm đất ở phía sau lưng tường cọc chắn đất bị rửa trôi và do đó mặt đất bị lún xuống.

3.12. Tỉ lệ nước ximăng không phù hợp yêu cầu, nói chung tỉ lệ nước ximăng của loại vữa thuần ximăng là 0,4 ~ 0,45. Vữa ximăng cát (tỉ lệ ximăng : cát là 1 : 1 ~ 1 : 2) thì tỉ lệ nước : ximăng là 0,38 ~ 0,45. Một số đơn vị thi công không coi trọng tỉ lệ nước : ximăng khi trộn vữa bơm thanh neo, không đong lường trong khi trộn, giao cho những người không biết kĩ thuật đong trộn, làm cho tỉ lệ nước : ximăng khác quá xa tiêu chuẩn. Tỉ lệ nước : ximăng nhỏ quá, khó bơm, hay tắc, ảnh hưởng làm việc bình thường; tỉ lệ nước : ximăng lớn quá, vữa dễ bị li tán, khó bảo đảm đặc chắc của khối vật liệu được bơm, ảnh hưởng đến hiệu quả neo giữ, đồng thời lại cũng kéo dài thời gian kéo căng khóa neo, lỡ mất thời hạn.

3.13. Khi bơm vữa thanh neo, vữa không được tăng áp đủ mức, giảm mất lực chống nhổ của thanh neo.

3.14. Khi bơm vữa thanh neo, vữa bị tràn ra quá nhiều cũng làm giảm lực chống nhổ của thanh neo.

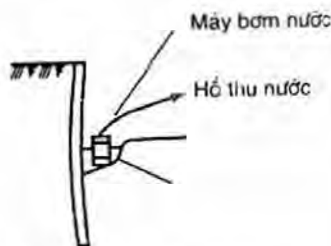
3.15. Tia lửa hàn toé ra rơi vào thanh neo, làm cho mối hàn bị khuyết, khi chịu lực thanh neo dễ bị kéo đứt.

3.16. Không qua kiểm tra, cứ tự ý dùng thép chữ I có mặt cắt tương đối nhỏ để thay dầm vòng có yêu cầu mặt cắt lớn hơn, do mômen quán tính của hai loại khác nhau quá xa, làm cho thanh neo bị giảm hiệu lực.

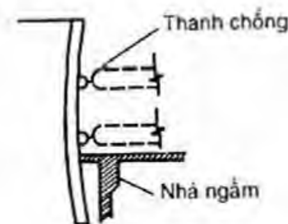
3.17. Sau khi hố móng đào tới cốt thiết kế, không dọn sạch sẽ, gây ra sự cố: như dọn sạch bùn ở dưới đáy của lỗ làm cọc chắn giữ bị nghiêng đổ; hoặc như, khi dọn bùn cát dưới đáy của lỗ thang máy, bùn cát đẩy đổ tường giữ móng, làm cho người bị thương vong; hay như, hố thu nước bên trong hố móng đào sâu quá, cách cọc chắn giữ gần quá, làm cho áp lực đất bị động ở tường cọc chắn giữ bị thiếu nghiêm trọng, xem hình 11.9.

3.18. Trên kết cấu thanh chống tăng thêm những tải trọng mà thiết kế không tính đến, làm cho kết cấu chống bị phá hỏng.

3.19. Trước khi tháo dỡ thanh chống chưa có các chống đỡ thay thế (như chống tạm bằng gỗ, dầm gia cường...), sau khi tháo chống đi, tường (cọc) chắn đất bị biến dạng quá lớn, mất ổn định và bị phá hỏng, xem hình 11.10.



Hình 11.9: *Hố thu nước cách cọc chắn giữ quá gần*



Hình 11.10: *Thay đổi thanh chống không kịp thời*

4. Quản lý thi công rối ren, ý thức an toàn kém

4.1. Trong thời gian thi công, đơn vị thi công chất đống quá nhiều vật liệu xây dựng và đất đá mới đào lên ở xung quanh bờ thành hố móng. Thậm chí có đơn vị thi công còn làm cả nhà tầng đơn giản trên bờ thành hố móng để làm nhà văn phòng và nhà kho, tạo ra rất nhiều ứng suất phụ cho kết cấu chắn giữ hố móng, làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng quá lớn.

4.2. Đơn vị thi công một mặt thì hút nước trong hố móng đi, một mặt lại cứ thả bừa nước sinh hoạt, nước thi công trên bờ thành hố móng, làm cho áp lực đất chủ động của kết cấu chắn giữ tăng lên nhiều, kết cấu chắn giữ bị biến dạng lớn.

4.3. Trong thời gian thi công, không bảo vệ tốt các đường ống cấp nước chôn ngầm, ống bị dò nước, đẩy đất giữa các cọc đi, hoặc nước vào xung quanh hố móng quá nhiều, tải trọng của kết cấu chắn giữ tăng lên, kết cấu chắn giữ cũng sẽ bị biến dạng.

4.4. Trong quá trình đào hố móng, bỏ qua quy định của thiết kế là "sau cọc thì giảm tải, trước cọc thì chừa đất", tải giảm đã ít, lại đào sạch cả đất trước cọc, làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng nhiều.

4.5. Để tìm đường vận chuyển cho thuận tiện, đơn vị thi công đào khuyết đi một chỗ ở bờ thành hố móng, phá hỏng kết cấu chắn giữ và màng ngăn nước, nước chảy vào hố móng, thành hố bị sụt lở.

5. Biện pháp hạ nước, thoát nước, ngăn nước không có hiệu quả

5.1. Ở vùng đất trương nở, không kịp thời dùng vữa ximăng bịt kín trên đầu và bề mặt bờ thành hố móng để nước ngấm vào; hoặc không có biện pháp thoát nước, ngăn nước thoả đáng, làm cho bề mặt hở bị ngấm nước, đất trương nở, cường độ tụt xuống, giảm thấp tính ổn định của hố móng.

5.2. Mưa lớn hoặc màng ngăn nước bị thấm nước, nước vào hố móng nhiều, đơn vị thi công lại không có biện pháp nhanh chóng để hút nước đi, do thấm no nước, áp lực đất chủ động của kết cấu chắn giữ tăng lớn, áp lực đất bị động giảm, mực nước trong hố móng đột nhiên giảm mạnh, hai bên kết cấu chắn giữ chênh lệch cột nước quá lớn, kết cấu chắn giữ mất cân bằng, hố móng sụt đổ.

5.3. Không bảo vệ tốt các ống thoát nước ở gần hố móng, đường ống bị nứt vỡ, nước đẩy phá đổ hố móng.

6. Xử lí không thoả đáng quan hệ phối hợp với nhau

6.1. Hố móng ở lân cận cũng đang thi công, một hố móng đang đào đất, hố bên cạnh lại đóng cọc, khi đóng cọc tạo ra áp lực nước lỗ rỗng siêu tĩnh, đất bị chèn nén nghiêm trọng, làm cho cọc chắn giữ và cọc công trình của công trình lân cận bị dịch chuyển. Loại sự cố này cũng hay xẩy ra giữa các hố móng gần nhau trong cùng một công trường.

6.2. Ngay trong cùng một công trường, nhưng thi công đào hố móng, thi công cọc chắn giữ, thi công neo chống lại là những đội thi công khác nhau, khi phối hợp không tốt sẽ dẫn tới đào quá mức, neo, chống không theo kịp sẽ làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng, bị phá hỏng, hố móng bị di trượt.

7. Thi công không coi trọng thông tin

Quan trắc hố móng sâu là biện pháp quan trọng để chỉ huy thi công được chính xác, tránh xẩy ra sự cố, là một loại kĩ thuật thông tin. Thi công không coi trọng thông tin sẽ tạo ra sự tuỳ tiện và làm bừa. Vấn đề tồn tại hiện nay là:

7.1. Để tiết kiệm, thi công hố móng nhưng không bố trí quan trắc, hoặc cắt giảm nội dung quan trắc không hợp lí, làm cho số liệu quan trắc không toàn diện, không thực hiện được việc phán đoán tổng hợp, từ đó gây ra sự cố.

7.2. Phân tích số liệu quan trắc không đầy đủ, ví dụ, chỉ để tâm xem kết cấu chắn giữ bị chuyển dịch nhiều hay ít, bỏ qua tình hình biến đổi về tốc độ chuyển dịch, dẫn đến sự cố.

7.3. Tiêu chuẩn để báo nguy không chính xác hoặc báo nguy không kịp thời, do đó bỏ qua mất cơ hội để cấp cứu khi có dấu hiệu nguy hiểm.

8. Trình độ kĩ thuật thấp, không thể xử lí được chính xác những vấn đề phức tạp

8.1. Trong vùng đất bùn nhão, một số lượng lớn cọc bêtông cốt thép đúc sẵn vừa mới thi công xong không lâu lại tiến hành ngay vào việc đào hố móng, lúc đó cường độ đất yếu cách quá xa so với trị số thiết kế nên làm cho kết cấu chắn giữ bị chuyển dịch.

8.2. Đào hố móng ở vùng diệp thạch, không kịp thời phủ kín mặt đá, làm cho nó bị phong hoá nghiêm trọng nên đinh đất bị bật lên, bờ thành bị sụt lở; Trong khi đào hố móng ở vùng diệp thạch đã bị phong hoá mạnh, không kịp thời gia cố bề mặt hở, mặt khác lại đào xuống quá sâu, làm cho khối diệp thạch bị mất ổn định, sụt lở.

9. Tùy tiện sửa đổi thiết kế

9.1. Do hiện trường chật chội, tự ý bỏ bớt thanh neo, mà lại không sửa đổi kết cấu chắn giữ, biến cọc có thanh neo thành cọc công xôn nên làm cho cọc bị nghiêng đổ trên diện tích lớn.

9.2. Tự ý sửa đổi cự li thanh neo, làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng quá lớn.

9.3. Tuỳ tiện thay đổi cọc ngăn nước trộn dưới sâu thành bơm vữa nén chặt, tạo ra cát chảy nghiêm trọng giữa các cọc.

9.4. Tuỳ ý xén bớt độ dài ngàm giữ của cọc chắn giữ, làm cho phần cọc côngxon bị kéo dài tương đối, khiến cho cọc chắn giữ bị nghiêng lệch nghiêm trọng.

10. Thời gian vận chuyển quản lí không tốt

10.1. Có một số hố móng, công việc chắn giữ và công việc đào hố đều không có gì nguy hiểm, nhưng lại coi nhẹ công tác quản lí trong thời gian vận chuyển, gây ra sự cố không đáng có.

10.2. Trong thời gian thi công phần nhà ngầm, máy bơm bêtông và xe ôtô vận chuyển bêtông chạy đến quá gần kết cấu chắn giữ, hoặc bờ thành hố móng biến thành trạm trung chuyển vật liệu xây phần nhà ngầm, làm cho kết cấu chắn giữ bị quá tải và chuyển dịch mạnh.

10.3. Trong thời gian thi công phần nhà ngầm, coi nhẹ việc tháo thoát nước đọng trong các tầng trên, làm sụt lở khối chắn giữ bằng tường đinh đất.

10.4. Sau khi xây xong phần nhà ngầm, giữa kết cấu chắn giữ với tường nhà ngầm không làm chống tạm mà lại không lấp đất hoặc lấp mà không chặt, làm cho kết cấu chắn giữ bị biến dạng bất lợi.

11. Đơn vị thi công thiếu kinh nghiệm

11.1. Thời gian gián đoạn trong thi công đào hố móng dài quá, biến dạng thì cứ theo thời gian mà tăng lên. Với loại hố móng không có thanh chống thì biến dạng tăng theo thời gian càng nhiều hơn. Hố móng loại lớn biến dạng tăng theo thời gian so với hố

móng loại nhỏ lại càng mạnh hơn nữa. Đây là hiệu ứng thời gian để trống của hố móng, đơn vị thi công thiếu kinh nghiệm về mặt này, đã gây ra thiệt hại lớn về kinh tế.

11.2. Một số đất sét rắn, nham sét và diệp thạch, trong điều kiện thiên nhiên thì có cường độ tương đối cao, nhưng sau khi đào hố móng hở ra, cường độ giảm nhanh, khe nứt nhỏ rộng ra và tan vỡ, thành hố móng lở xuống từng lớp, nhưng đơn vị thi công không nắm được tình trạng này nên để xảy ra sự cố.

12. Bỏ lỡ cơ hội cứu nguy

Khi hố móng xuất hiện tình trạng nguy hiểm, không cấp cứu kịp thời, hoặc biện pháp cấp cứu kém hiệu quả. Cuối cùng dẫn đến tổn thất không thể nào cứu được nữa.

11.6. VẤN ĐỀ GIÁM SÁT HỐ MÓNG

Theo kinh nghiệm nước ngoài phải thực hiện chế độ giám sát hố móng một cách chặt chẽ mới hi vọng giảm thiểu sự cố. Ở Trung Quốc đến năm 1989 mới bắt đầu tổ chức việc giám sát hố móng và bước đầu họ phát hiện thấy tồn tại nhiều vấn đề:

1. Trong tổ chức của một số công ty giám sát, một số lượng đáng kể là người về hưu, hoặc là người bị thải hồi, còn một số nữa là những người làm kiêm nhiệm. Số người này, hoặc là già yếu, hoặc là hiểu biết ít ỏi, hoặc là bận nhiều việc khác, không thể kịp thời phát hiện vấn đề, lại càng không thể kịp thời cung cấp thông tin cho chủ công trình, cũng không thạo đưa ra kiến nghị về biện pháp giải quyết vấn đề, khiến cho chủ công trình không kịp thời nắm bắt được tình hình, bỏ qua mất cơ hội đề ra quyết sách.

2. Một số người trong các công ty giám sát có tư tưởng ỷ lại vô trách nhiệm, công việc không tích cực chủ động, họ nghĩ là, vấn đề về thiết kế là trách nhiệm của bên thiết kế, vấn đề về thi công là trách nhiệm của bên thi công, giám sát chẳng qua cũng chỉ là người trông nom thêm mà thôi, không phải là người trực tiếp chịu thiệt hại về kinh tế.

3. Phần nhiều công việc giám sát công trình hố móng chỉ dừng lại ở giám sát trong giai đoạn thi công, bỏ qua việc giám sát nắm chắc chất lượng thiết kế hố móng, khiến cho ẩn hoạ lọt vào giai đoạn thi công. Đồng thời lại coi nhẹ việc kiểm tra nghiệm thu vật liệu, mở cửa cho các loại vật liệu kém phẩm chất lọt vào hiện trường.

4. Đối với các bộ phận công trình trọng yếu hoặc các công việc quan trọng lại không chịu giám sát trực tiếp tại chỗ, cũng không nhắc nhở đơn vị thi công chú ý coi trọng, khiến cho các bộ phận trọng yếu ấy không trải qua được cửa ải chất lượng, tạo ra những tổn thất không đáng có.

5. Không kịp thời ngăn cản những hành vi sai phạm của đơn vị thi công (như không giảm tải ở phía sau cọc, đào mất phần đất phản áp lực ở phía trong của kết cấu chắn giữ, đào trước chống sau, đào sâu quá mức, quan trắc không kịp thời...) từ đó đã ủ thành những cái mầm gây ra sự cố.

11.7. CÁC NGUYÊN NHÂN KHÁC CỦA SỰ CỐ CÔNG TRÌNH HỐ MÓNG

Trên đây, chúng tôi đã phân tích về năm phương diện gây ra sự cố công trình hố móng, đó là quản lý của chủ đầu tư, khảo sát, thiết kế, thi công, giám sát... Nhưng, công trình hố móng là một loại công trình hệ thống. Nói chung, mỗi vụ sự cố công trình hố móng đều là do nhiều nhân tố bất lợi cùng tác động gây ra, cho nên sự thành bại của một công trình hố móng có quan hệ mật thiết với sự phối hợp của cả 5 mặt công việc là quản lí, khảo sát, thiết kế, thi công và giám sát.

Ngoài ra, suất xẩy ra sự cố công trình hố móng ở một số nước là khá cao, còn tồn tại cả những nguyên nhân có tính chất gián tiếp, khách quan nữa.

1. Ví dụ giai đoạn sau của những năm 80, Trung Quốc tăng nhanh tốc độ cải cách mở cửa, các thành phố lớn, đặc biệt là các thành phố ở vùng duyên hải việc xây dựng cơ bản được mở ra toàn diện, có người ví cục diện khi ấy: cả nửa Trung quốc thành một đại công trường. Công việc xây dựng của một số thành phố đã biến nó thành một cái chợ xây dựng, trong tình hình đó: các mặt quản lí, kĩ thuật, vật liệu v.v... rối như mớ bòng bong...

2. Trước những năm 80, công trình hố móng, nhất là hố móng sâu ở Trung Quốc và ở Việt Nam trước những năm 90 còn tương đối ít, công việc hố móng chưa được coi trọng, chưa được nghiên cứu toàn diện, nhiều vấn đề của công trình hố móng đều còn phải tìm hiểu, cho nên, có nhiều khó khăn như trình độ thấp, kinh nghiệm ít, chưa nói gì đến quy phạm thiết kế và quy trình thi công. Đến khi công trình hố móng xuất hiện nhiều, cán bộ kĩ thuật không biết dựa vào đâu mà làm, đành phải vừa làm vừa mò mẫm và mãi cho đến giữa những năm 90, mới xuất hiện một số quy phạm ngành và quy phạm địa phương về công trình hố móng còn ở Việt Nam cho đến nay vẫn hoàn toàn chưa có.

3. Một số chủ công trình hoặc một số nhà thầu lại nhấn mạnh phiến diện rằng hố móng chỉ là một công việc tạm thời, không nhìn nhận đúng mức tính trọng yếu của công trình hố móng, trong khi đó hố móng lại rất nhiều tính ngẫu nhiên, nhiều sự rủi ro.

4. Bản thân công trình hố móng là một công trình hệ thống do nhiều khâu tạo thành như chắn đất, chống giữ, ngăn nước, hạ mực nước, đào đất v.v..., chỉ một khâu nào đó sai phạm là có thể xẩy ra sự cố.

5. Công trình hố móng bất kể là về mặt lí thuyết hay về mặt kiểm nghiệm thực tế đều còn tồn tại nhiều chỗ chưa hoàn thiện, mà bản thân công trình lại cực kì trọng yếu, cả hai yếu tố này đều tồn tại tính không xác định, cũng là nguyên nhân gây ra sự cố.

6. Xét về mặt phạm vi kiến thức, người phụ trách công trình hố móng phải có tri thức khoa học về nhiều mặt như cơ học lí thuyết, sức bền vật liệu, cơ học kết cấu, kết cấu công trình, địa chất công trình và thuỷ văn, cơ học đất và nền móng...

Đồng thời lại phải có kinh nghiệm thi công phong phú, lại phải biết kết hợp tình hình địa chất ở hiện trường với hoàn cảnh môi trường xung quanh mới có thể đưa ra

được một phương án thực hiện công trình hố móng hợp lí, thích ứng với tình hình cụ thể của địa phương. Nếu các kiến thức trên mà thiếu về một mặt nào đó thì khi tiến hành thiết kế và thi công hố móng, nhất định là sẽ xảy ra sự cố. Nhưng cho đến nay, còn rất thiếu những nhân tài kĩ thuật có trình độ lí thuyết sâu sắc, kinh nghiệm thi công phong phú, phẩm chất cá nhân tốt đẹp để chuyên về công trình hố móng.

7. Công trình hố móng có tính khu vực rất rõ rệt, khi một đội ngũ thiết kế và thi công từ vùng khác đến, thường là do chưa nắm được tình hình đặc điểm của công trình hố móng ở vùng này, tiến hành công việc trong điều kiện vừa làm vừa mò mẫm, cũng là một trong các nguyên nhân gây ra sự cố.

11.8. XỬ LÍ SỰ CỐ CÔNG TRÌNH HỐ MÓNG

Sau khi công trình hố móng xảy ra sự cố, trước hết phải điều tra chuẩn xác các nguyên nhân dẫn đến sự cố, phán đoán động thái phát triển của sự cố, xác định đúng đắn phương án xử lí sự cố, nhanh chóng tổ chức lực lượng ứng cứu, tránh bỏ lỡ thời cơ mà lại ủ thành sự cố càng nghiêm trọng hơn nữa. Sau đây là những biện pháp xử lí thông thường khi công trình hố móng xảy ra sự cố.

1. Kết cấu chắn giữ kiểu côngxon bị chuyển vị nghiêng vào phía trong nhiều quá

Có thể xử lí bằng các cách: phá đỉnh dỡ tải, đào đất thích đáng ở sau cọc hoặc hạ mức nước bằng nhân công, xếp đống cát đá ở trước cọc ở phía trong hố hoặc tăng các kết cấu chống đỡ, neo kéo... Đó là do thiết kế kết chống giữ không thoả đáng, tuỳ tiện huỷ bỏ dầm vòng đỉnh cọc, thanh neo giữ cọc, khi thi công để tải trọng trên mặt đất quá lớn... Để giảm bớt tải trọng trên mặt đất phía sau cọc, xung quanh hố móng phải nghiêm cấm làm các nhà lán thi công tạm thời, không được chất đống vật liệu xây dựng và chất đống đất thải, không được đặt các máy thi công loại lớn và xe cộ, máy thi công không được đào đất ngược chiều, không được đổ nước thải sinh hoạt và sản xuất ở xung quanh hố móng. Mặt đất xung quanh hố móng phải được xử lí chống nước.

2. Tường cọc chắn giữ bằng chống trong hoặc thanh neo bị lồi vào phía trong tương đối nhiều

Trước hết phải dỡ giảm tải trên đỉnh mái dốc hoặc phía sau của tường cọc, ngừng việc đào đất ở trong hố, tăng thích đáng chống trong hoặc thanh neo, xếp chặn phía trước cọc bằng các bao cát đá, nghiêm cấm để cho các thanh neo bị mất tác dụng hoặc bị nhổ lên. Nguyên nhân là do kết cấu neo chống quá ít, bố trí không thoả đáng, chỗ nối bị lỏng lẻo, kết cấu bị mất hiệu lực.

3. Khối đất của tổng thể hố móng hoặc cục bộ bị trượt lở, mất ổn định

Đầu tiên trong trường hợp có thể thì phải hạ thấp mực nước trong hố và giảm tải trên đỉnh mái dốc, tăng cường quan sát và bảo vệ những chỗ chưa bị trượt lở, nghiêm khắc đề phòng sự cố tiếp tục tăng lên. Đây là kết quả của việc coi nhẹ ổn định tổng thể của hố móng và thông tin trong thi công. Đối với loại đất nhão chưa kết thúc việc

cố kết, đất sét dẻo hoặc đất cát dễ mất ổn định, phải căn cứ vào nghiệm toán ổn định tổng thể, áp dụng các biện pháp gia cố trước, phòng ngừa khối đất bị mất ổn định.

4. Không làm tường màng ngăn nước, hoặc tường ngăn nước bị thấm nước, chảy đất, trong hố hạ mực nước để đào đất, làm cho mặt đất quanh hố, hoặc mặt đường bị tụt xuống, công trình xây dựng xung quanh bị nghiêng lệch, đường ống ngầm bị đứt gẫy v.v... Sau khi xẩy ra sự cố, trước hết phải ngừng ngay việc hạ mực nước và thi công đào đất ở trong hố, nhanh chóng dùng vật liệu chống thấm để xử lí thấm nước của tường ngăn nước, bên ngoài hố đặt thêm nhiều giếng hồi nước mới, bơm nước vào cho mực nước cao lên để cấp cứu đường ống bị đứt gẫy hoặc bị dò thấm, hoặc là làm mới tường ngăn nước, với công trình xây dựng bị nghiêng lệch phải tiến hành chống nghiêng, dựng thẳng và gia cố, phòng ngừa sự tiếp tục xấu thêm nữa, đồng thời, phải tăng cường quan trắc mặt đất và các công trình xây dựng ở xung quanh để tiếp tục có các biện pháp xử lí có tính chất tình thế. Ở vùng có mực nước ngầm tương đối cao khi đào móng phải xử lí ngăn nước, rồi mới đào đất, bên ngoài hố cũng có thể đặt giếng hồi nước, giếng quan sát, bảo vệ các công trình xây dựng ở lân cận.

5. Đơn vị thi công bớt nhân công, giảm vật liệu, làm giả dối, chất lượng kết cấu chống giữ kém, như đường kính cọc quá nhỏ, cọc bị đứt, bị co thất đường kính, độ dài cọc không tới vị trí dẫn đến sự cố hố móng. Trước tiên phải ngừng việc đào đất, hạ nước, sau đó căn cứ vào các điều kiện độ sâu hố móng, chất đất và mực nước... để áp dụng các biện pháp như bù cọc, bơm vữa hoặc các biện pháp gia cố khác. Biện pháp phòng ngừa trước là: chấp hành nghiêm khắc chế độ giám sát thi công, chỉ có những đơn vị đủ tư cách hành nghề mới được đảm nhận nhiệm vụ thi công.

6. Cự li cọc quá lớn nên bị chảy cát, chảy đất, mặt đất xung quanh hố bị nứt, bị sụt. Phải dừng ngay đào đất, áp dụng các biện pháp bù cọc, tăng thêm bản chắn đất giữa các cọc, lợi dụng hiệu ứng hình vòm đã hình thành ở khối đất phía sau cọc, dùng vữa ximăng trát mặt (hoặc treo lưới dây thép), khi có điều kiện có thể phối hợp với dỡ tải đỉnh cọc, hạ mực nước... Khi dùng kết cấu chắn giữ bằng cọc bêtông, cự li cọc thường không nên quá 2 lần đường kính cọc, đường kính của cọc nhồi không nên nhỏ hơn 500mm, đường kính của cọc đào lỗ không nên nhỏ hơn 800mm.

7. Thiết kế dự trữ an toàn không đủ, độ sâu cọc cắm xuống đất không đủ, xẩy ra tường cọc bị nghiêng vào trong hoặc là chân bị mất ổn định. Đầu tiên phải ngừng việc đào đất, ở đoạn đã đào nhưng chân tường chưa bị mất ổn định thì phải chất đống các bao đất đá hoặc đổ đất vào ngay chỗ hố móng ở trước cọc để có phản áp, đồng thời phải giảm tải thoả đáng trên đỉnh cọc, sau đó căn cứ vào nguyên nhân gây ra mất ổn định để gia cố khối đất ở vùng bị động (các biện pháp như bơm vữa, cọc bơm quay...), cũng có thể đóng bù thêm cọc ngắn ở mé bên trong của cọc chắn đất.

8. Chênh lệch mực nước trong và ngoài hố tương đối lớn, tường cọc không chôn tới tầng không thấm nước hoặc độ sâu ngàm giữ không đủ. Hạ mực nước trong hố làm cho đất bị mất ổn định. Phương pháp xử lí như sau: đầu tiên ngừng việc đào đất trong hố,

ngừng việc hạ nước, khi cần thiết thì bơm nước vào hoặc chất đống vật liệu để tạo phản áp; sau khi trào nước và chảy cát ngừng mới tiến hành gia cố xử lí bằng các cách như ép vữa phía sau cọc, bù cọc, ngăn thấm, gia cố khối đất ở vùng bị động. Cách phòng ngừa: trước khi đào hố móng phải làm bổ sung khảo sát địa chất, làm rõ tình trạng phân bố của tầng không thấm nước, phải bảo đảm cho tường cọc ngăn nước được cắm sâu vào trong tầng không thấm nước từ 1m trở lên.

9. Sau khi đào hố móng thì tầng đất siêu cố kết xảy ra phản đàn hồi, hoặc do lực đẩy nổi của nước ngầm làm cho bản đáy móng bị trồi lên, nứt ra, thậm chí còn làm cho toàn bộ móng hộp bị nổi lên, cọc công trình bị đứt gẫy do bản đáy móng bị nhổ, cốt cao độ của các cột bị sai lệch. Phương pháp xử lí là: tiến hành hạ mực nước tầng sâu ở bên trong hoặc ở xung quanh hố móng, do đất cố kết mất nước, xung quanh cọc sinh ra ma sát âm tạo lực kéo xuống, làm cho cọc bị chìm xuống. Đồng thời, giảm lực đẩy nổi của nước phía dưới bản đáy, cho phần nước ngầm vừa hút lên sẽ được bơm vào trong móng hộp để làm cho nó tụt xuống, các kết cấu chủ thể ở tầng nhà thứ nhất trên mặt đất phải được tiếp tục thi công gia tải, chờ cho toàn bộ công trình xây dựng được ổn định rồi mới rút nước từ trong móng hộp ra, sau khi xử lí xong các khe nứt ở bản đáy rồi mới được ngừng bơm nước.

10. Việc tháo dỡ thanh neo xuyên vào khu đất hoặc các công trình lân cận sẽ ảnh hưởng đến thi công hoặc an toàn của móng, nguy hiểm cho an toàn của kết cấu chắn giữ hố móng còn đang thi công.

Biện pháp xử lí là: trước khi cắt đứt để tháo bỏ thanh neo, áp dụng kiểu bơm vữa phía sau tường, hoặc mở rộng cục bộ mặt cắt của thể neo, hoặc bằng các biện pháp hữu hiệu khác.

11. Thi công hai hố móng ở gần nhau ảnh hưởng lẫn nhau, dẫn đến kết cấu chắn giữ hoặc cọc công trình bị phá hỏng, đỉnh cọc bị dịch chuyển hoặc mái dốc của hố móng bị sụt lở. Sau khi xảy ra sự cố, trước hết phải ngừng thi công hoặc hạn chế ảnh hưởng chấn động của thi công, áp dụng các biện pháp xử lí có hiệu quả đối với các cọc chắn giữ bị phá hỏng, tổ chức điều phối thi công, giảm ảnh hưởng có hại cho nhau trong thi công.

Sự cố trên là do chấn động khi đóng cọc làm cho đất bị biến loãng hoặc bị xúc biến, sinh ra áp lực chèn bên đối với kết cấu chắn giữ hoặc mái dốc.

12. Do hố móng bị đào quá mức làm hỏng kết cấu chắn giữ. Phải tạm ngừng thi công, lấp đất trở lại hoặc chất tải ở phía trước cọc, bảo đảm ổn định kết cấu chắn giữ, sau đó căn cứ vào tình hình thực tế để áp dụng các biện pháp xử lí hữu hiệu.

13. Ở vùng đất có mực nước ngầm tương đối cao, áp dụng biện pháp gia cố mái dốc như neo phun, tường đinh đất v.v... nhưng không đủ lực giữ, sau khi đào hố móng, mái dốc đã gia cố nhưng vẫn bị trượt lở phá huỷ một lượng lớn. Đầu tiên phải ngừng đào hố móng, khi có điều kiện phải hạ mực nước bên ngoài hố móng, khi không thể hạ mực

nước bên ngoài hố móng được phải thiết kế, thi công lại kết cấu chắn giữ (kể cả tường ngăn nước), sau đó mới có thể tiếp tục đào hố móng.

14. Trong quá trình hạ mực nước bằng giếng điểm, trong giếng bị cát tràn vào nghiêm trọng, công việc bị gián đoạn. Đó là vì, tầng hút nước đúng vào tầng cát bột mịn, vật liệu lọc cho vào lại không thoả đáng. Một khi xẩy ra hiện tượng này, phải thay ngay vật liệu lọc và lưới lọc để tránh cát ùa vào; Đối với giếng điểm đã làm xong, chỉ cần rửa sạch bùn và phải ngừng rửa ngay để tránh cát ùa vào làm sụt lở xung quanh giếng, thậm chí ảnh hưởng đến cả mái dốc của hố móng. Khi các giếng điểm khác hút nước ngầm với mức độ lớn, lại tiến hành rửa lại giếng, khi đó, do mực nước ngầm đã giảm thấp, áp lực nước nhỏ đi, cát chảy vào trong giếng giảm đi mạnh. Nhưng do thời gian làm giếng kéo dài quá, bùn đất đọng lại trong giếng khá nhiều, không dễ gì rửa sạch được. Khi đó, có thể dùng bơm nước phụt nước sạch xuống đáy giếng để quấy trộn bùn đất lên, đồng thời tranh thủ ngay thời cơ bùn đất bị quấy trộn ấy để hút bỏ hết đi, rửa cho đến tận đáy giếng. Đặc biệt là giếng điểm tự thấm nhất định phải rửa cho thông đến tầng tự thấm, không được để còn đọng bùn cát trong giếng làm tắc tầng ngậm nước tự thấm. Giếng điểm sau khi đã rửa xong dùng vào việc hút nước phải bảo đảm hút liên tục, không được ngừng lại, bơm lại để tránh làm xáo động tầng cát, làm cho giếng bị ùa cát lại. Khi cần phải ngừng hút nước thì nên nâng máy bơm lên để tránh bị chôn lấp máy bơm.

15. Trong quá trình hạ mực nước bằng giếng điểm, lượng hút nước của giếng điểm nhỏ hơn nhiều so với lượng nước thực tế phải hút ra, mà hiệu qua rửa giếng lại kém. Đó là vì khi khoan lỗ làm giếng, nước bùn đặc, màng bùn dầy hoặc biện pháp rửa giếng không thoả đáng gây ra.

Trong trường hợp này, với giếng điểm loại nhẹ có thể lấy nước sạch cao áp bơm vào trong giếng để xúc rửa vật liệu lọc trong giếng, làm lỏng và phá tan nước bùn và màng bùn, sau đó sẽ thổi không khí mạnh vào để rửa giếng hoặc hút bằng bơm chân không. Đối với giếng ống, có thể dùng máy khoan công trình để khoan lỗ (đường kính lỗ 100 - 150mm) ở chỗ quanh lỗ 10 - 300mm cho tới tầng chứa nước, bơm nước sạch cao áp vào trong lỗ trực tiếp súc rửa vật liệu lọc của thành hố, hoặc vừa bơm nước, vừa bơm không khí vào để súc rửa, thổi sạch bùn cát và vật liệu lọc xung quanh lỗ, chờ sau khi cho nước sạch chảy thông thoáng vào trong giếng rồi thì lại cho vật liệu lọc mới vào trong lỗ, sau đó làm lại việc rửa bên trong giếng.

Chương 12

QUAN TRẮC HỐ MÓNG

12.1. MỞ ĐẦU

Quan trắc là phương tiện trọng yếu để kiểm nghiệm lại dự tính theo lí thuyết và phát triển lí thuyết thiết kế, cũng là biện pháp tất yếu để kịp thời chỉ đạo thi công, tránh xẩy ra sự cố công trình. Do ảnh hưởng phức tạp của các nhân tố như điều kiện địa chất, tình trạng tải trọng, tính chất vật liệu, điều kiện thi công và các nhân tố bên ngoài khác nên hiện nay rất khó đơn thuần chỉ dựa vào tính toán theo lí thuyết các loại vấn đề có thể gặp phải trong hoạt động xây dựng công trình ngầm mà có thể phản ánh được toàn diện và chuẩn xác các loại biến đổi có thể xẩy ra trong hoạt động xây dựng công trình. Cho nên, dưới sự chỉ dẫn của phân tích lí thuyết, tiến hành một cách có kế hoạch công tác quan trắc công trình ở hiện trường, đưa ra những thông tin quan trắc chuẩn xác cho thi công công trình ngầm là cực kì cần thiết. Ở giai đoạn đầu, trong quá trình thao tác thực tế, một số đơn vị xây dựng do muốn giảm kinh phí xây dựng công trình, không tuân theo yêu cầu của quy luật khách quan, hoặc có người rút bớt nội dung quan trắc, hoặc không thấu đáo trong khi phân tích các số liệu quan trắc, từ đó hoặc là trình độ năng lực phân tích không cao, hoặc có thể thủ tiêu hẳn công việc quan trắc, gây ra nhiều tổn thất không đáng có cho Nhà nước và thiệt hại tính mệnh, tài sản của nhân dân.

Thông qua quan trắc ở hiện trường, trước hết có thể so sánh các số liệu quan trắc với các trị số đã dự tính để phán đoán xem công nghệ thi công trong bước trước và các tham số thi công có phù hợp yêu cầu đã định không,, nhờ đó có thể xác định và tối ưu hoá số liệu thi công của bước tiếp sau, thực hiện bằng được tin học hoá trong thi công; Đồng thời, còn có thể tổng kết kinh nghiệm về các mặt để chỉ đạo và tối ưu hoá thiết kế và thi công các công trình tương tự về sau. Tóm lại mục tiêu của quan trắc gồm có:

- Để quan sát sự ứng xử của đất và nước trong đất nhằm khẳng định những giả thiết của thiết kế;

- Để khẳng định rằng những ảnh hưởng chỉ ra đều được các nhà thầu ghi nhận;

- Để tạo ra sự an toàn nhờ việc thiết lập thành hồ sơ cho các phương pháp thi công và cảnh báo sớm sự ứng xử bất lợi tiềm tàng (nếu có);

- Nhằm cung cấp dữ liệu có liên quan tới những nguyên nhân gây ra sự ứng xử bất lợi, nhờ đó có thể thực hiện được những biện pháp phòng tránh, sửa chữa, phục hồi;

- Cung cấp những dữ liệu đảm bảo cho những người chủ tài sản kề bên công trình và công chúng nói chung về sự thoả mãn của ứng xử công trình trong thi công (không ảnh hưởng gì hoặc kiểm soát được các ảnh hưởng bất lợi nếu có xảy ra);

- Để xác nhận sự an toàn của các phương pháp thi công mới;

- Nhằm cung cấp những thực tế và dựa vào đó, các thiết kế trong tương lai có thể thu được hiệu quả kinh tế và độ an toàn lớn hơn;

- Nhằm cung cấp những dữ liệu thực tiễn cho các giai đoạn quy hoạch trong tương lai hoặc mở rộng phạm vi xây dựng hay cung cấp hướng nghiên cứu để hoàn thiện;

- Nhằm cung cấp những dữ liệu thực tiễn cho việc quản lý bằng luật pháp;

- Để kiểm soát công nghệ thi công sao cho an toàn nhất, không hoặc ít gây ra sự cố nhất.

12.2. NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ HỆ THỐNG QUAN TRẮC

Công tác quan trắc thi công là một công việc có tính hệ thống, thành bại của công tác quan trắc có liên quan trực tiếp với việc lựa chọn phương pháp quan trắc và việc bố trí các điểm đo, nguyên tắc thiết kế hệ thống quan trắc có thể quy nạp thành 5 điều sau đây:

1. Nguyên tắc tính tin cậy

Nguyên tắc tính tin cậy là nguyên tắc quan trọng nhất cần phải tính kĩ trong khi thiết kế hệ thống quan trắc. Để đảm bảo đủ tin cậy, cần phải làm được:

(1) Hệ thống cần phải sử dụng các thiết bị đủ tin cậy. Nói chung, các thiết bị đo kiểu cơ có tính tin cậy cao hơn thiết bị đo kiểu điện, do đó, nếu sử dụng thiết bị đo kiểu điện thì thường phải có hệ thống mốc tiêu hoặc thiết bị đo cơ khác để điều chỉnh cho nhau.

(2) Trong thời gian quan trắc phải bảo vệ tốt điểm đo.

2. Nguyên tắc nhiều tầng lớp quan trắc

Hàm ý cụ thể của nguyên tắc quan trắc nhiều tầng lớp có 4 điểm sau đây:

(1) Về đối tượng quan trắc, lấy chuyển vị làm chính nhưng cũng phải tính đến việc quan trắc các đại lượng vật lí khác.

(2) Về phương pháp quan trắc, lấy việc quan trắc bằng thiết bị làm chính đồng thời cũng phải bổ sung bằng phương pháp tuần tra.

(3) Về lựa chọn kiểu thiết bị quan trắc, lấy thiết bị đo kiểu cơ làm chính, có hỗ trợ bằng thiết bị đo kiểu điện. Để đảm bảo tính tin cậy của quan trắc, hệ thống quan trắc cũng phải sử dụng nhiều loại phương pháp và thiết bị từ các nguyên lí khác nhau.

(4) Tính toán để lần lượt có các điểm đo trên mặt đất, trong nội bộ khối đất hố móng và các công trình xây dựng chịu ảnh hưởng ở lân cận và nội bộ thiết bị, nhằm hình thành một lưới quan trắc với suất điểm đo che phủ nhất định.

3. Nguyên tắc vùng then chốt trọng điểm quan trắc

Căn cứ vào kết quả nghiên cứu, tại các vị trí khác nhau của từng phương pháp chống giữ khác nhau thì tính ổn định của chúng cũng khác nhau. Nói chung, những vị trí mà

tính ổn định kém thì dễ mất ổn định và sụt lở, thậm chí ảnh hưởng đến an toàn của các công trình xây dựng ở lân cận, do đó nên xem những chỗ dễ xuất hiện vấn đề, mà một khi đã xuất hiện vấn đề thì sẽ gây ra tổn thất to lớn để lấy làm những vùng then chốt, phải tổ chức trọng điểm quan trắc và phải được thực hiện sớm nhất.

4. Nguyên tắc sử dụng thuận tiện

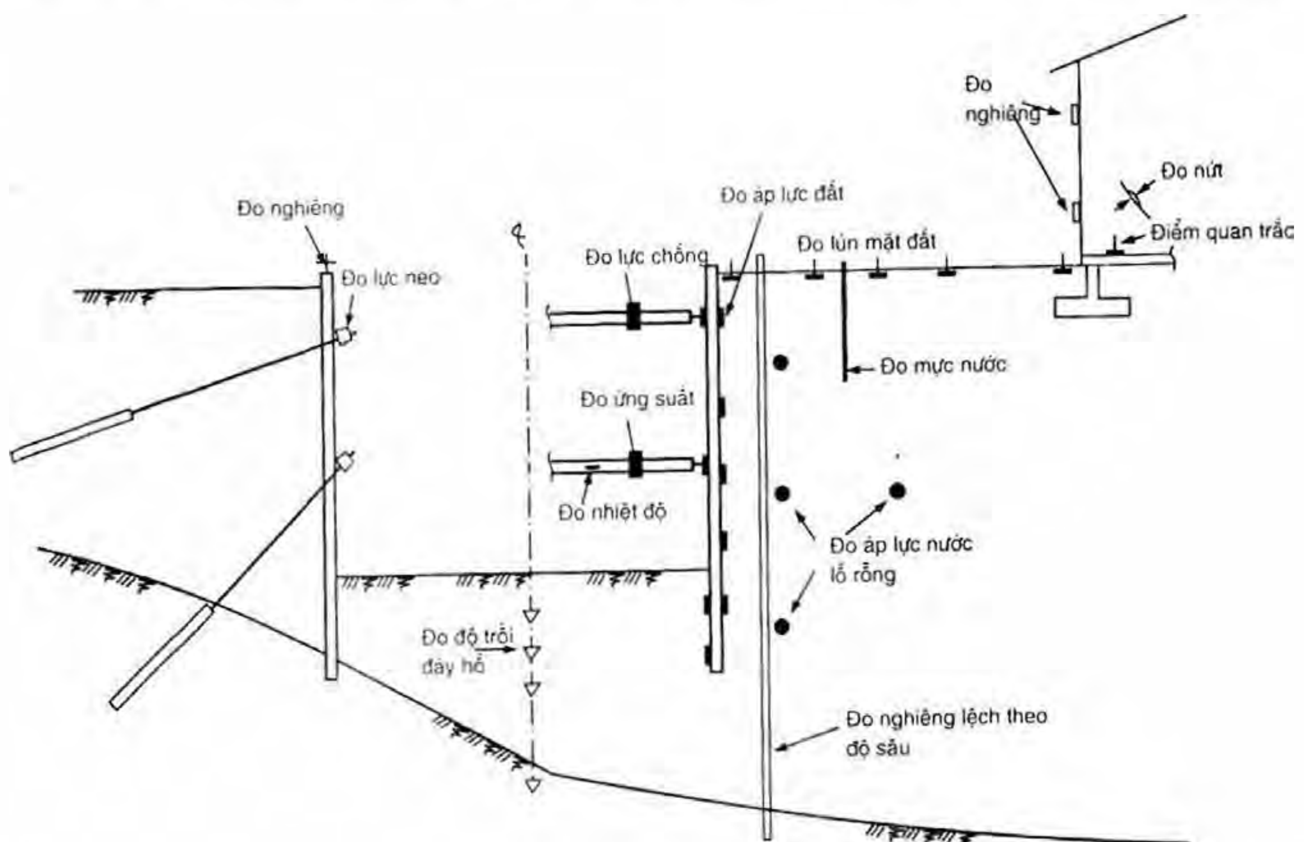
Để giảm bớt vướng víu lẫn nhau giữa quan trắc và thi công, việc lắp đặt và xem đọc hệ thống quan trắc phải hết sức cố gắng đạt được sử dụng thuận tiện.

5. Nguyên tắc kinh tế hợp lí

Xét đến phần lớn các hố móng đều chỉ là công trình tạm thời, do đó thời gian quan trắc chỉ là ngắn hạn, phạm vi quan trắc không rộng, người quan trắc cũng dễ dàng đến được với điểm đo, do đó, khi thiết kế hệ thống quan trắc phải cố gắng tận dụng những thiết bị thực dụng và giá lại thấp, không cần phải quá chạy theo các thiết bị "có tính tiên tiến", nhằm giảm thấp chi phí quan sát.

12.3. NỘI DUNG QUAN TRẮC

Quan trắc công trình hố móng ở hiện trường chủ yếu bao gồm các việc quan trắc kết cấu chống giữ, quan trắc môi trường xung quanh, quan trắc sự biến đổi trạng thái của đất do chịu ảnh hưởng của thi công (xem hình 12.1) với nội dung quan trắc gồm có:



Hình 12.1: Sơ đồ về các quan trắc hố móng trong thi công

1. Đo chuyển vị ngang ở đỉnh của kết cấu chắn giữ (đầu cọc, đầu tường vây) đây là mục quan trắc quan trọng nhất, thường cứ cách 5 - 8m bố trí một điểm máy đo, ở những chỗ quan trọng thì bố trí điểm đo dày hơn. Trong thời gian đào hố móng, cứ 2 - 3 ngày lại đo 1 lần, chỗ có chuyển vị nhiều hơn thì mỗi ngày đo 1 - 2 lần. Độ chính xác 0,05mm. Để chú ý đến tình hình hiện trường thi công chật hẹp, điểm đo thường bị vướng víu, có thể dùng nhiều loại phương pháp đo. Một là dùng máy gom chuyển vị để đo gom chuyển vị ở đỉnh của kết cấu chắn giữ. Phương pháp này điểm đo bố trí linh hoạt, thuận tiện, kết cấu thiết bị không phức tạp, thuận tiện thao tác, số đọc tin cậy, độ đo chính xác là 0,05mm, từ đó có thể nắm bắt được chuẩn xác động thái chuyển vị rất nhỏ của kết cấu chắn giữ, có thể sớm dự đo, dự báo trước được tình hình mới, động thái mới có thể xuất hiện. Hai là dùng máy kinh vĩ quang học chính xác để đo, đặt điểm quan trắc và mốc chuẩn trên những công trình xây dựng đã ổn định chuyển vị ở hai đầu trên đường thẳng kéo dài của cạnh dài của hố móng, đồng thời lại đặt điểm hiệu chỉnh trên phương của một góc nhất định khi quay vị trí điểm quan trắc, sau đó đo chuyển vị ngang của nhiều điểm đo trên cạnh dài thẳng của hố móng. Ba là dùng máy co dãn để đo, một đầu máy đặt trên đỉnh kết cấu chắn giữ, đầu kia đặt trên vùng đất ổn định và liên hệ với hệ thống tự ghi, có thể liên tục ghi được đường cong chuyển vị ngang và đường cong chuyển vị trong thời gian Δt.

2. Đo nghiêng lệch của kết cấu chắn giữ

Căn cứ vào các nhân tố về mặt chịu lực của kết cấu chắn giữ và hoàn cảnh xung quanh, ở những chỗ then chốt thì khoan lỗ bố trí ống đo nghiêng, dùng máy đo nghiêng độ chính xác cao để đo theo định kỳ nhằm nắm vững tình hình chuyển biến nghiêng lệch trong các giai đoạn thi công của kết cấu chắn giữ, kịp thời cung cấp đồ thị về độ sâu - chuyển vị ngang - thời gian của kết cấu chắn giữ và kết quả phân tích tính toán. Cũng có thể trong quá trình đào hố móng kịp thời đặt điểm đo ở mặt bên của kết cấu chắn giữ, dùng máy kinh vĩ quang học để đo nghiêng lệch của kết cấu chắn giữ.

3. Đo lún của kết cấu chắn giữ

Có thể đo lún ở những vị trí then chốt của kết cấu chắn giữ bằng máy thuỷ chuẩn chính xác theo các phương pháp thường dùng.

4. Đo ứng suất của kết cấu chắn giữ

Dùng máy đo ứng suất cốt thép để đo ứng suất cốt thép thông qua biến dạng ở những mặt cắt có ứng suất tương đối lớn của cốt thép thân cọc và cốt thép dầm vòng đỉnh cọc, để đề phòng những phá huỷ có tính kết cấu của kết cấu chắn giữ.

5. Đo khả năng chịu lực của kết cấu chắn giữ

Trước khi thi công phải tiến hành thử nghiệm chống nhổ của thanh neo tại hiện trường để biết lực kéo cho phép của thanh neo. Trong quá trình thi công dùng máy đo lực thanh neo để đo sức chịu lực thực tế của thanh neo. Với ống thép làm chống bên trong có thể dùng bộ truyền cảm ứng suất nén hoặc máy đo biến dạng để đo biến đổi trạng thái lực của chúng. Bằng phương pháp tương tự đo lực truc của các thanh chống bên trong hố móng.

6. Trước khi đào hố móng phải kiểm tra tính hoàn chỉnh của kết cấu chắn giữ, ví dụ dùng phương pháp đo biến dạng nhỏ để đo xem thân cọc chắn giữ có bị đứt gẫy không, có bị co đường kính nghiêm trọng, bị co thắt và bị kẹp bùn nghiêm trọng không..., xác định vị trí những chỗ khuyết tật trên thân cọc.

7. Lún nứt của những công trình lân cận

Đo thời gian xẩy ra và quá trình phát triển của lún, nghiêng và nứt của các công trình xây dựng ở lân cận.

8. Đo lún và biến dạng của các vật cấu trúc, đường sá, lưới ống ngầm ở lân cận

9. Đo sự biến đổi tình trạng của đất đá khi chịu ảnh hưởng của thi công, bao gồm quan trắc tình hình lún và chuyển vị ngang ở lớp mặt, và đo lún, nghiêng của các lớp sâu. Phạm vi quan trắc chú trọng trong vùng cách hố móng khoảng 1,5 - 2,0 lần độ sâu hố móng. Hạng mục quan trắc này có thể kịp thời nắm vững tính ổn định chỉnh thể của mái dốc hố móng kịp thời làm rõ vị trí mặt trượt có thể tồn tại trong khối đất.

10. Đo áp lực đất lên cạnh cọc hoặc tường

Áp lực đất trên cạnh cọc/tường là một tham số quan trọng trong tính toán thiết kế kết cấu chắn giữ, thường đòi hỏi phải đo. Thường hay dùng hộp nén dây thép hoặc điện trở biến dạng để đo phân bố áp lực thực tế của đất trong các giai đoạn thi công khác nhau trên thân cọc/tường.

11. Quan trắc độ trồi của đáy hố sau khi đào xong hố móng

Ở đây bao gồm cả trồi do hiện tượng đàn hồi trở lại của đáy hố sau khi đào dỡ tải và sự trồi do biến dạng hoặc mất ổn định của kết cấu chắn giữ.

12. Đo thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong các lớp đất

Thường đo bằng máy đo áp lực nước lỗ rỗng kiểu dây rung, máy đo nén kiểu đo điện hoặc máy tiếp thu tần số dây thép kiểu chữ số.

13. Khi sự lên xuống của mực nước ngầm có ảnh hưởng tương đối lớn tới việc đào hố móng thì phải đo động thái của nước ngầm và đo thấm, trào nước và sự xói rửa của nước ngầm.

14. Quan sát bằng mắt thường và độ rộng vết nứt

Kinh nghiệm cho thấy, sự quan sát thường xuyên hàng ngày của các kĩ sư giàu kinh nghiệm là việc làm rất có ý nghĩa. Quan sát bằng mắt thường chủ yếu là xem xét, ghi chép, kiểm tra, phân tích những hiện tượng không tốt xẩy ra ở dầm vòng đỉnh cọc, ở các công trình xây dựng lân cận, ở mặt đất xung quanh xem có bị rạn nứt, bị sụt lún không, và các hiện tượng như làm việc thất thường của kết cấu chắn giữ, các hiện tượng chảy đất chảy cát, thấm hoặc rửa trôi cục bộ. Quan sát bằng mắt thường bao gồm cả các việc như dùng kính hiển vi số để đo độ rộng vết nứt và các dụng cụ đo lường thông thường khác.

Các mục quan trắc trên đây như đo chuyển vị ngang, đo lún, độ trồi lên của đáy hố móng, quan sát bằng mắt thường, đo khe nứt... là bắt buộc không thể thiếu, còn các mục khác có thể căn cứ vào đặc điểm công trình, phương pháp thi công và những nguy hại có thể xảy ra đối với môi trường xung quanh để xác định. Khi không có kinh nghiệm thực tiễn của địa phương thì có thể tham khảo bảng 12.1 để xác định.

Bảng 12.1. Lựa chọn các hạng mục quan trắc hố đào (theo JGJ120-99) [37]

Cấp an toàn / Nội dung quan trắc	Cấp I	Cấp II	Cấp III
Chuyển vị theo phương ngang của kết cấu chống giữ	Cần kiểm tra	Cần kiểm tra	Cần kiểm tra
Biến dạng của đường ống ngầm và công trình xung quanh	Cần kiểm tra	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra
Mực nước ngầm	Cần kiểm tra	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra
Nội lực trong cọc, tường	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra	Có thể kiểm tra
Lực kéo trong neo đất	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra	Có thể kiểm tra
Lực dọc trong thanh chống	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra	Có thể kiểm tra
Biến dạng trụ đứng	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra	Có thể kiểm tra
Độ lún theo chiều sâu của các lớp đất và độ trồi đất ở đáy hố	Cần kiểm tra	Nên kiểm tra	Có thể kiểm tra
Áp lực ngang trên bề mặt kết cấu chống giữ	Nên kiểm tra	Có thể kiểm tra	Có thể kiểm tra

Cấp quan trắc ở bảng 12.1 lấy theo như quy định nêu ở bảng 12.2.

Bảng 12.2. Cấp an toàn hố đào (theo JGJ 120-99) [37]

Cấp an toàn	Hậu quả phá hoại
Cấp I	Kết cấu chống giữ bị phá hoại, nền đất mất ổn định hoặc biến dạng quá lớn làm cho công trình xung quanh hố đào hoặc việc thi công kết cấu ngầm bị ảnh hưởng nghiêm trọng.
Cấp II	Kết cấu chống giữ bị phá hoại, nền đất mất ổn định hoặc biến dạng quá lớn làm cho công trình xung quanh hố đào hoặc việc thi công kết cấu ngầm bị ảnh hưởng vừa phải.
Cấp III	Kết cấu chống giữ bị phá hoại, nền đất mất ổn định hoặc biến dạng quá lớn làm cho công trình xung quanh hố đào hoặc việc thi công kết cấu ngầm bị ảnh hưởng không nghiêm trọng.

12.4. THIẾT BỊ, MÁY MÓC QUAN TRẮC

Thiết bị thường dùng để quan trắc công trình hố móng tại hiện trường, gồm có: máy thuỷ chuẩn, máy kinh vĩ, máy đo nghiêng, máy đo lún theo độ sâu, đầu đo biến dạng, máy đo tần số, máy đo ứng suất của cốt thép, hộp đo áp lực đất, máy đo áp lực nước lỗ rỗng, hộp đo lực, v.v...

1. Máy thuỷ chuẩn và máy kinh vĩ

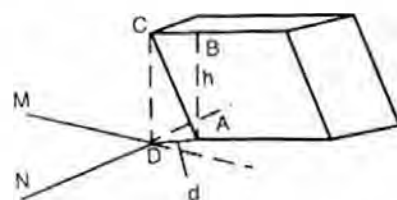
Máy thuỷ chuẩn và máy kinh vĩ đều là công cụ thường dùng trong đo đạc công trình. Trong công trình hố móng, hai máy này có tác dụng chính là dùng để đo lún và chuyển vị của đỉnh tường và môi trường xung quanh (các loại đường ống ngầm, các loại công trình và đường sá ở gần hố móng).

Máy thuỷ chuẩn chủ yếu để đo cốt cao mặt đất, đo lún của công trình xây dựng và môi trường xung quanh, như đường ống ngầm, lún của các công trình xung quanh...; Còn có thể dùng để đo lún chênh lệch của kết cấu hố móng, xác định độ lún theo chiều sâu, lỗ quan sát mực nước ngầm, ống đo nghiêng của kết cấu quây giữ...

Máy kinh vĩ chủ yếu dùng để đo toạ độ các điểm khống chế thi công của công trình dự định xây dựng (tức là vị trí), đo chuyển vị ngang của công trình đang xây và của môi trường xung quanh, như: phóng các điểm góc và các cạnh của hố móng và chuyển vị trong khi thi công, phóng đường trục của công trình dự định xây dựng, đường trục của kết cấu chắn giữ và chuyển vị trong thi công, đo chuyển vị ngang của mặt đỉnh kết cấu quây giữ hố móng và các tầng thanh chống, chuyển vị ngang của các đường ống và công trình xây dựng ở xung quanh, chuyển vị ngang tuyệt đối của đỉnh ống đo nghiêng của tường quây giữ hố móng.

Cấu tạo và nguyên lí của máy thuỷ chuẩn và máy kinh vĩ đều có giới thiệu trong các sách về đo đạc thường dùng. Ở đây chỉ giới thiệu đơn giản việc đo độ nghiêng lệch của công trình xây dựng hiện có bằng máy kinh vĩ.

Với một công trình nào đó bị nghiêng lệch (hình 12.2), A là một điểm trên móng ở chỗ góc tường của công trình; AB là độ cao (h) của công trình, C là vị trí mới của điểm B sau khi bị nghiêng lệch. Phương pháp đo như sau: Đầu tiên từ A dẫn ra hai đường thẳng AM và AN vuông góc với nhau, lựa chọn điểm M và N sao cho độ dài AM, AN bằng khoảng 2h; lần lượt đặt máy kinh vĩ ở điểm M và điểm N, cho hình chiếu của hai đường MC, NC xuống mặt đất, giao điểm D



Hình 12.2. Sơ đồ đo nghiêng lệch

của hai đường chiếu chính và hình chiếu của điểm C, đo lấy khoảng cách d của AD và có thể theo công thức sau đây để tính ra độ nghiêng lệch của toà nhà:

$$i = \arctan(d/h) \quad (12.1)$$

2. Máy đo nghiêng (inclinometer)

Cấu tạo của máy đo nghiêng như hình 12.3. Bên trên và bên dưới đều có một đôi bánh xe lăn, cự li của hai đôi bánh xe khoảng 500mm. Nguyên lí làm việc của nó là: lợi dụng nguyên lí con lắc trọng lượng luôn luôn duy trì tính chất thẳng đứng của dây dọi, thông qua việc đo lấy góc kẹp giữa đường trục ở trong máy với đường thẳng đứng của dây dọi con lắc để tính ra chuyển vị ngang của đối tượng phải đo. Ở đầu trên của con lắc cố định một lá đồng nhíp, lá đồng nhíp đầu trên cố định, đầu dưới dựa vào dây lắc, khi máy đo nghiêng bị nghiêng, dây lắc dưới tác động của trọng lực con lắc duy trì thẳng đứng nên ép vào lá đồng làm cho lá đồng bị cong, nhờ vào phiến biến dạng điện trở dán trên lá đồng đưa ra tín hiệu điện, máy thu trên mặt đất sẽ thu nhận tín hiệu điện và tính ra trị uốn cong của lá đồng, tức là có thể biết được góc nghiêng θ của máy đo nghiêng, từ đó có thể tính được chuyển vị của đối tượng phải đo Lsinθ.

1. Công năng của máy đo nghiêng

Trong quan trắc công trình hố móng, máy đo nghiêng dùng để đo chuyển vị ngang của thân tường hoặc của đất xung quanh hố móng; tác dụng của máy cực kì quan trọng trong việc quan trắc trạng thái ổn định của thân tường và của hố móng. Máy đo nghiêng có thể đo được các tham số sau đây khi đóng cọc hoặc do đào hố móng gây ra:

(1) Chuyển vị ở tầng sâu của khối đất xung quanh móng;

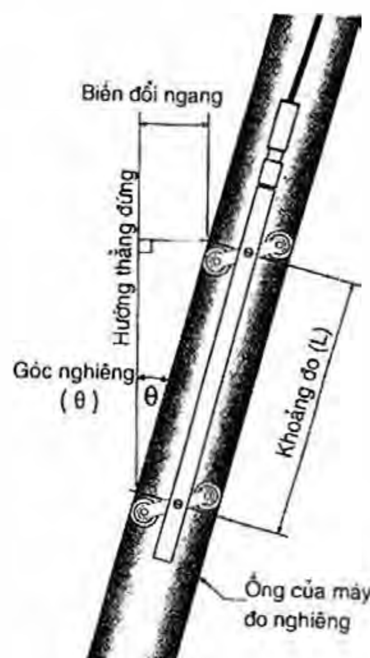
(2) Chuyển vị ngang của kết cấu quây giữ hoặc của cọc;

(3) Chuyển vị ngang của đất xung quanh hố;

(4) Chuyển vị ngang của thân tường nhà ngầm.

Trước khi dùng máy đo nghiêng để đo chuyển vị ngang, bắt buộc phải chôn ống đo nghiêng vào trong thân của đối tượng cần đo (như đất xung quanh hố hoặc chân kết cấu quây giữ... (xem hình 12.4).

Ống đo nghiêng ở trong đất xung quanh hố có thể chôn trong lỗ khoan trước, còn ống đo nghiêng ở trong thân kết cấu quây giữ có thể chôn bằng phương pháp cố định trước vào lồng cốt thép; nhưng bất luận là chôn theo cách nào cũng bắt buộc phải bảo đảm cho ống được thẳng đứng. Tuỳ theo nhu cầu, ống đo nghiêng có thể được làm bằng thép, bằng hợp kim nhôm hoặc bằng nhựa v.v... Khi chôn vào trong khối đất, thân cọc hoặc thân tường, đỉnh ống phải hơi cao hơn mặt đất thiên nhiên, đỉnh và đáy phải dùng nút đóng kín, trước khi chôn phải cho



Hình 12.3: *Sơ đồ cấu tạo máy đo nghiêng*

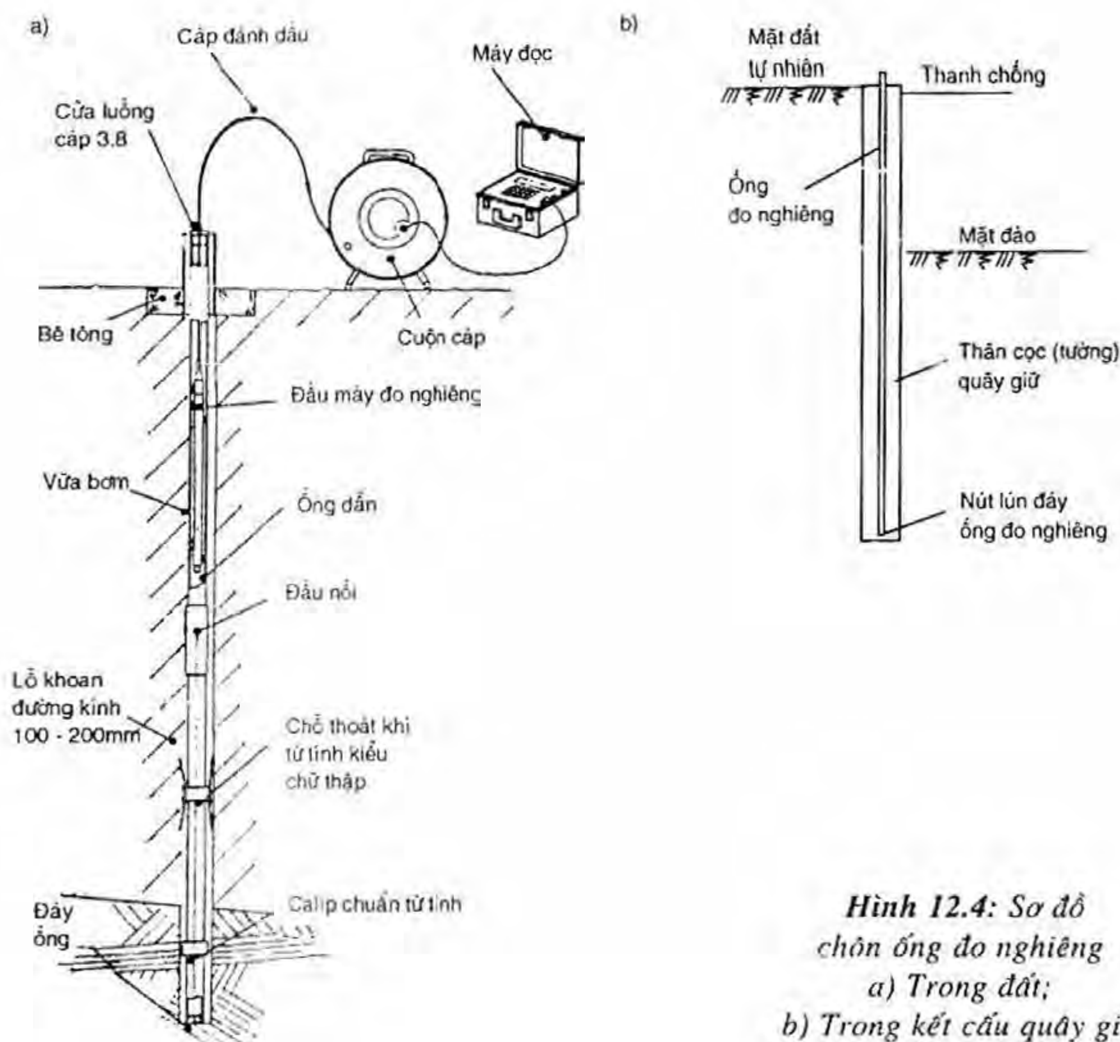
đầy nước sạch và tránh nước bẩn, bùn cát lọt vào qua các đầu nối ống. Khi đo, cho máy đo nghiêng theo máng của ống đo nghiêng vào trong ống và trượt cho tới tận đáy ống, cứ cách một cự li nhất định (500mm hoặc 1000m tuỳ theo nhu cầu của công trình) lại kéo dây lên và đọc số. Đo lấy biến đổi góc nghiêng giữa ống đo nghiêng với đường thẳng đứng từ đo sẽ tìm được trị nghiêng lệch tại các điểm đo.

2. Phương pháp sử dụng máy đo nghiêng

Khi chôn ống đo nghiêng và sử dụng máy đo nghiêng để đo chuyển vị ngang phải chú ý các điểm sau đây:

(1) Khi chôn ống đo nghiêng, phải bảo đảm cho thân ống thẳng đứng. Ống đo nghiêng chôn vào trong khối đất phải chú ý độ thẳng đưng của lỗ khoan và độ thẳng đứng khi chôn ống, nếu chôn trong thân kết cấu quây giữ thì ống đo nghiêng phải buộc chặt vào lồng cốt thép và giữ cho thẳng đứng.

(2) Khi chôn, phải chú ý chiều của máng định hướng ở thành ống đo nghiêng. Ống đo nghiêng có 2 đôi máng định hướng vuông góc với nhau, trong đó có 1 đôi phải trùng với phương chiều có thể sinh ra chuyển vị ngang tương đối lớn hơn.



Hình 12.4: *Sơ đồ chôn ống đo nghiêng*
a) Trong đất;
b) Trong kết cấu quây giữ

(3) Căn cứ vào nguyên lí làm việc của ống đo nghiêng, độ nghiêng đo được chính là chuyển vị tương đối giữa hai đôi bánh xe lăn (cự li 500mm), cho nên, nhất thiết phải lựa chọn một điểm nào đó ổn định tương đối ở trong ống đo nghiêng để làm điểm chuẩn. Khi ống đo nghiêng cắm xuống một độ sâu khá lớn thì thường lấy đầu dưới của ống đo nghiêng để làm điểm chuẩn. Nhưng nếu tỉ số cắm xuống sâu của tường cọc không lớn, độ xuống sâu của ống đo nghiêng không đủ, không thể bảo đảm cho đầu dưới của ống đo nghiêng là cố định thì bắt buộc phải lấy đầu đỉnh của ống đo nghiêng làm điểm chuẩn; trong quá trình đo thực tế, căn cứ vào nhu cầu có thể dùng máy kinh vĩ hoặc những phương tiện khác để đo lấy chuyển vị ngang tuyệt đối của điểm chuẩn ấy, rồi từ đó tính ra chuyển vị ngang tuyệt đối ở độ sâu khác nhau của ống đo nghiêng.

(4) Khi đo, phải chú ý ảnh hưởng của nhiệt độ đối với kết quả đo, nhất thiết phải bảo đảm cho nhiệt độ của máy đo căn bản là bằng nhiệt độ trong ống, chờ cho số đọc trên bảng số ổn định rồi mới được đọc.

3. Máy đo lún các lớp đất theo độ sâu

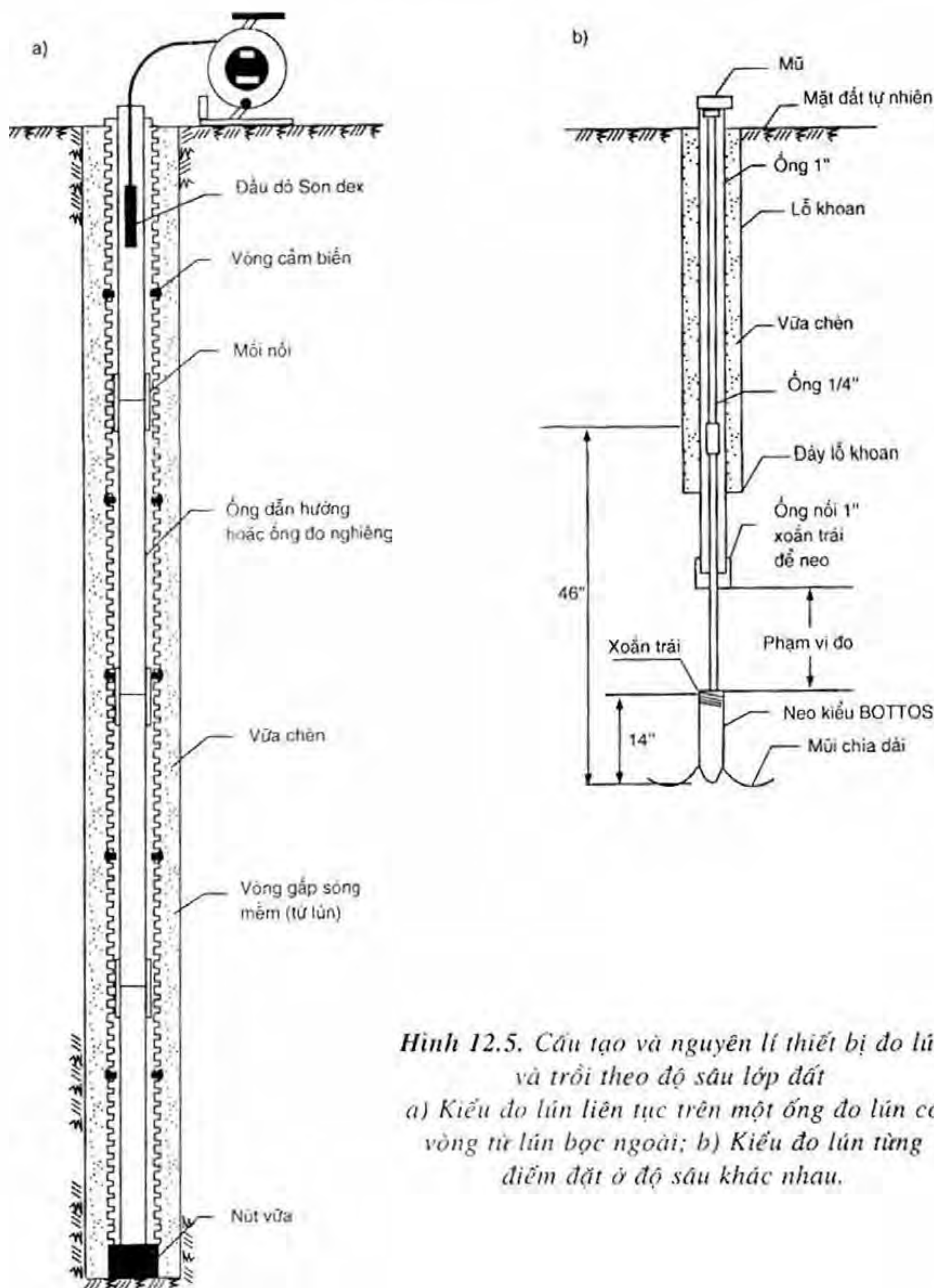
Trong công trình hố móng, để đo sự dịch chuyển của đất ở phía sau tường, phán đoán tính ổn định của thân tường và đặc trưng biến dạng của các lớp đất dưới đáy hố, việc đo các trị số về lượng đàn hồi của đất do việc đào đất hố móng gây ra là vô cùng quan trọng. Đồng thời với việc đất trong hố móng bị đào đi, giảm mất tải trọng bản thân của đất ở bên trên, giữa bên trong hố và bên ngoài hố hình thành chênh lệch áp lực, làm cho đất trong hố móng đàn hồi trở lại. Ngoài ra, có thể do bản thân kết cấu quây giữ sinh ra biến dạng ngang, hoặc khối đất bị trượt quanh đầu dưới của kết cấu quây giữ mà biến dạng vào phía trong hố móng cũng có thể gây ra đàn hồi của đất ở đáy hố móng, dẫn đến hiện tượng đất bị trồi lên, có khi nghiêm trọng còn dẫn đến hiện tượng ùa đất vào hố móng. Ở vùng đất rời (cát mịn chẳng hạn) còn có thể xảy ra sự cố cát ùa vào và nâng đáy hố lên dưới tác động của áp lực nước động, uy hiếp nghiêm trọng tính ổn định của công trình, thậm chí đe doạ an toàn của hố móng. Máy đo lún theo độ sâu dùng để đo độ lún (hoặc trồi đàn hồi) của các lớp đất, căn cứ vào lượng lún và sự biến đổi của tốc độ lún mà sớm phát hiện những vấn đề có liên quan đến tính ổn định của công trình. Ngoài ra, máy còn có thể dùng để đo tình trạng trồi lên của đất do đóng cọc, căn cứ vào trị số đo được, để sớm có các biện pháp thoả đáng, phòng ngừa xẩy ra sự cố đối với môi trường xung quanh.

1. Cấu tạo và nguyên lí làm việc của máy đo lún của đất theo độ sâu

Máy đo lún theo độ sâu chủ yếu bao gồm các bộ phận: vòng từ lún có dạng sóng bằng nhựa mềm, ống lún theo độ sâu, đầu dò cảm ứng, bộ cảm ứng biến dạng, vòng cách nước, bộ cố định đầu trên (hình 15.5a)... Nguyên lí làm việc của máy đo lún theo độ sâu là: sau khi máy đo lún chôn vào trong đất, lớp đất và vòng từ lún hoạt động đồng thời, tức cùng lún xuống hoặc trồi lên, thả đầu dò vào ống có bọc vòng từ lún, vòng cảm biến nối liền với vòng từ sẽ báo hiệu chuyển vị, làm cho bộ cảm ứng đặt ở

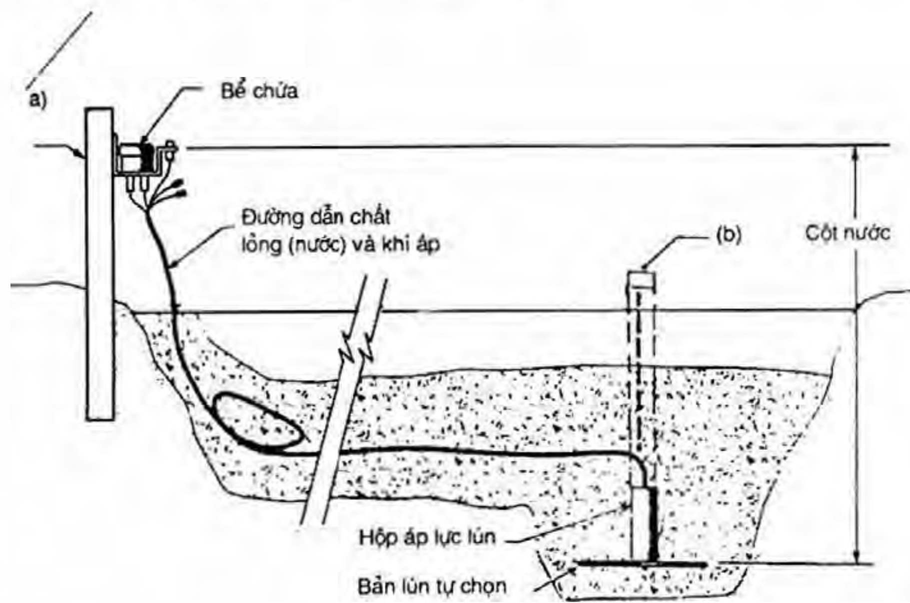
trên đỉnh đọc được biến dạng, rồi từ trị biến dạng đo được có thể biết trị chuyển vị của vòng từ, cuối cùng đo ra lún hoặc đàn hồi của lớp đất. Trong các trường hợp thông thường, trong mỗi lớp đất đều có đặt một bộ truyền cảm (bên ngoài có vòng từ lún và vòng cách nước) và tất nhiên vị trí giữa các vòng cảm biến được ghi nhận từ đầu.

Ngoài phương pháp đo nói trên còn có loại đặt mốc đo từng điểm ở các độ sâu khác nhau, độ lún được đo tại đỉnh của điểm mốc như trình bày trên hình 12.5b.



Hình 12.5. Cấu tạo và nguyên lí thiết bị đo lún và trồi theo độ sâu lớp đất
a) Kiểu đo lún liên tục trên một ống đo lún có vòng từ lún bọc ngoài; b) Kiểu đo lún từng điểm đặt ở độ sâu khác nhau.

Đơn giản hơn là việc đo lún của mặt đất quanh hố móng bằng các mốc đo đặt nông (hình 12.6) theo phương pháp khí áp hoặc cao đạc.



Hình 12.6: *Sơ đồ đo lún hoặc trồi của đất loại nông theo nguyên lí khí áp (a) hoặc cao đạc khi kéo dài đầu mốc đo lên khỏi mặt đất (b).*

2. Phương pháp sử dụng máy đo lún theo độ sâu

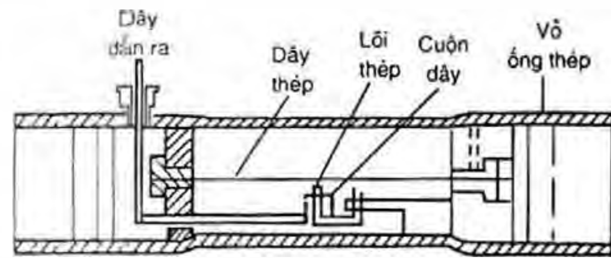
Khi lắp đặt máy đo lún theo độ sâu, trước hết phải khoan lỗ vào trong lớp đất ở chỗ dự định đặt máy, đồng thời căn cứ vào vị trí lớp đất do tài liệu địa chất cung cấp và yêu cầu kĩ thuật liên quan của công tác quan trắc để đặt máy vào vị trí đã có đặt sẵn vòng thép, đồng thời sau đó đổ lấp kín bằng một loại vữa được pha chế theo một tỉ lệ riêng. Vữa có thể được pha chế bằng sét trương nở (bentônit), cát mịn, ximăng, phải căn cứ vào điều kiện địa chất khác nhau ở từng nơi để xác định bằng thực nghiệm và về tính chất phải căn bản giống với đất nguyên dạng. Sau đó nối với bộ truyền cảm ở trên đỉnh và liên kết cố định vào mốc cọc (tường) đã được giả định là không lún. Chuyển vị đứng của cây cọc này phải được kiểm tra thường xuyên. Tiếp đó, lợi dụng máy tần phổ biến dạng là có thể đo được lượng lún hoặc lượng đàn hồi của các lớp đất.

4. Máy đo ứng suất trong cốt thép

Theo kết cấu máy, máy đo ứng suất cốt thép có thể chia thành 2 loại là máy dây rung và máy điện trở biến dạng. Trong việc quan trắc công trình hố móng, dùng máy đo cốt thép có thể đo được lực trục, mômen uốn phẳng của kết cấu chống giữ hố móng, mômen uốn theo độ sâu của kết cấu quây giữ hố móng, mômen mà bản đáy kết cấu phải chịu... Để tính ứng suất do thay đổi nhiệt độ gây ra, khi đo thực tế, thường phải cho nhiệt kế cùng chôn với máy đo ứng suất cốt thép vào trong thanh chống bằng bêtông cốt thép.

1. Cấu tạo và nguyên lí làm việc của máy đo cốt thép

Máy đo cốt thép có hai loại là kiểu dây rung và kiểu điện trở biến dạng (hình 12.7). Bộ tiếp thu lần lượt là bộ tần suất và bộ điện trở biến dạng.



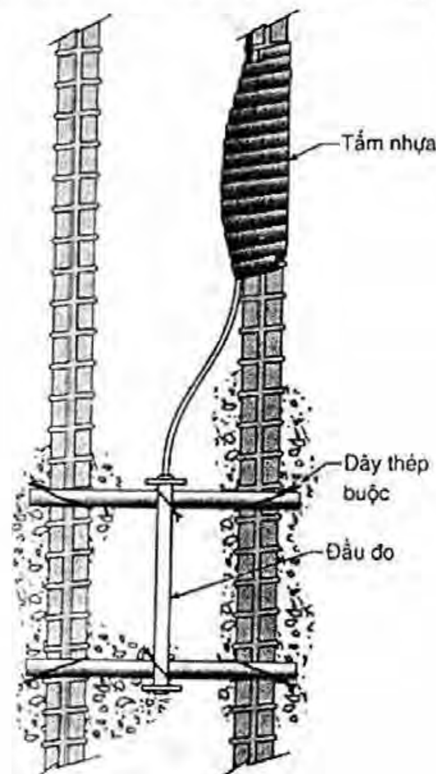
Hình 12.7: Sơ đồ cấu tạo máy đo cốt thép kiểu dây rung

Nguyên lí làm việc máy đo cốt thép là: Khi máy đo cốt thép chịu lực dọc trục, sẽ làm biến đổi lực căng của dây thép đàn hồi và sẽ làm thay đổi tần số dao động của dây thép, thông qua bộ tần suất ta đo được biến đổi tần suất của sợi dây thép, tức sẽ đo được độ lớn của lực tác động vào dây thép, từ đó tính đổi ra lực truyền vào kết cấu bêtông cốt thép.

Máy đo cốt thép kiểu điện trở biến dạng làm việc theo nguyên lí lợi dụng biến dạng sinh ra sau khi cốt thép chịu lực, tấm điện trở biến dạng dán trên cốt thép cũng sinh ra biến dạng, từ đó đo được trị biến dạng và tính được độ lớn của lực tác dụng lên cốt thép.

2. Phương pháp sử dụng máy đo cốt thép

Trong sử dụng thực tế, máy đo cốt thép kiểu dây rung nối tiếp (hàn) dọc trục với cốt thép chủ chịu lực, do cốt thép chủ phần nhiều là phân bố xung quanh mặt cắt của kết cấu bêtông, cho nên trong trường hợp bình thường, phải gắn một đôi máy đo cốt thép đối xứng ở hai bên trên dưới hoặc phải trái, hoặc đặt bốn máy đo cốt thép ở bốn góc nếu mặt cắt hình vuông. Còn máy đo cốt thép kiểu biến dạng thì không cần phải hàn đối đầu với cốt chủ, chỉ cần bảo đảm song song với cốt chủ, buộc hoặc hàn chấm vào cốt thép công tác là được, nhưng độ dài của cốt thép ở hai bên của bộ cảm ứng phải không nhỏ hơn 35d (d là đường kính cốt thép máy đo cốt thép) như trình bày trên hình 12.8.



Hình 12.8: Bố trí máy đo cốt thép kiểu biến dạng

Khi dùng máy đo cốt thép để đo mômen uốn, kết cấu một bên chịu kéo một bên chịu nén, tương ứng với máy đo cốt thép một cái chịu kéo một cái chịu nén. Khi đo lực dọc trục, hay máy đo đều là chịu kéo hoặc chịu nén, từ trị biến dạng đo được của cốt thép sẽ tính ra được mômen uốn hoặc lực dọc trục của kết cấu bêtông cốt thép.

Khi sử dụng máy đo cốt thép vào trong công trình thực tế phải chú mấy điểm sau: Đầu tiên nhất thiết phải làm

kĩ việc chống thấm nước cho bộ truyền cảm và dây tín hiệu của máy đo, đề phòng nước ngấm vào sẽ ảnh hưởng đến hoạt động bình thường của máy đo hoặc ảnh hưởng đến độ tin cậy của máy đo. Dây tín hiệu của máy đo cốt thép (trong đó máy dây rung là dây 2 lõi, máy biến dạng là dây 4 lõi) phải là dây bọc kín bằng kim loại, để giảm bớt sự nhiễu của xung quanh đối với tín hiệu. Trước khi lắp đặt máy phải làm tốt việc đánh dấu từng cặp một giữa máy đo và dây tín hiệu rồi ghi rõ vào sổ ghi. Để tránh chịu lực không đều hoặc đối tượng bị đo chịu lực quá giới hạn cường độ thiết kế, phải chọn vị trí sẽ chịu lực tương đối tập trung để đặt máy đo cốt thép; Khi hàn đối đầu máy đo cốt thép bắt buộc phải bảo đảm chất lượng mối hàn, nếu buộc thì phải thật chặt. Sau khi lắp đặt xong máy đo cốt thép, trước khi đổ bêtông và trước khi đào hố móng phải lần lượt đo 1 lần để làm số liệu ban đầu; cuối cùng cũng phải xét đến ảnh hưởng của nhiệt độ đối với kết quả đo.

5. Hộp đo áp lực đất

1. Cấu tạo và nguyên lí làm việc của hộp đo áp lực đất

Trong công trình hố móng, hộp đo áp lực đất thường dùng để quan trắc ba loại trạng thái áp lực đất ở phía sau tường (chủ động, bị động và tĩnh) để phán đoán hướng chuyển vị của thân tường. Theo kết cấu, hộp đo có thể chia làm hai kiểu: kiểu dây căng và kiểu điện trở biến dạng, bộ tiếp thu lần lượt là bộ tần số và bộ điện trở biến dạng.

(1) Hộp đo áp lực đất kiểu dây căng

Hộp đo áp lực đất kiểu dây căng cấu tạo bởi hộp màng chịu áp lực đất và bộ truyền cảm áp lực. Bộ truyền cảm áp lực là một dây thép kéo căng, một đầu cố định vào giữa màng mỏng, một đầu cố định trên khung chống, áp lực đất tác động vào hộp màng, hộp màng biến dạng, làm cho chất lỏng trong hộp màng sinh ra áp lực, chất lỏng truyền áp lực cho màng mỏng của bộ truyền cảm, độ dài của dây căng có biến đổi, tần số dao động f cũng biến đổi theo, thông qua tần số kế sẽ đo được tần số tự dao động của dây căng rồi từ đó tính ra trị số áp lực đất.

$$P = k\left(f_o^2 - f^2\right) \qquad (12.2)$$

Trong đó:

P áp lực đất cần đo (MPa);

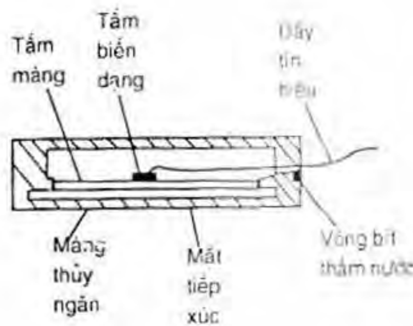
k - hệ số độ nhạy của đầu đo (MPa/Hz^2);

f_o - tần số của dây căng khi không có áp lực đất (Hz);

f - tần số sau khi chịu áp lực (Hz).

(2) Hộp đo áp lực đất kiểu biến dạng

Kết cấu hộp đo áp lực đất kiểu biến dạng như hình 12.9. Nguyên lí làm việc của nó là: sau khi mặt tiếp xúc của hộp áp lực chịu lực thì tấm màng biến dạng, tấm biến dạng gắn liền với tấm màng cũng bị biến dạng, nhờ có đầu cảm biến ta đo được trị biến dạng từ đó sẽ tìm ra được độ lớn của áp lực đất.



Hình 12.9: Hộp đo áp lực đất kiểu biến dạng

Để bảo đảm độ tin cậy của kết quả đo, hộp đo áp lực đất cần phải có đủ cường độ và độ bền, bảo đảm cho sau khi hộp được chôn vào trong đất có thể làm việc bình thường trong thời gian dài. Tính năng dây tăng áp và giảm áp phải tốt; ảnh hưởng của tập trung ứng suất phải ở trong một phạm vi hợp lí, tức là tỉ số giữa đường kính hữu hiệu của bản chịu áp với lượng biến dạng của trung tâm bản phải lớn hơn một trị số nhất định. Hộp đo áp lực đất phải có tính ổn định đủ tin cậy trước những biến đổi của nhiệt độ và những nhân tố khác có thể xảy ra trong suốt quá trình đo.

2. Phương pháp sử dụng hộp đo áp lực đất

Trong quá trình quan trắc hố móng, hộp đo áp lực đất có thể dùng để đo áp lực đất tại mặt tiếp xúc của kết cấu quây giữ hố móng với đất và sự biến đổi ứng suất của đất khi đóng cọc hoặc khi đào hố móng.

Khi quan trắc hố móng, lắp đặt hộp đo áp lực đất phải khoan lỗ để chôn, khi chôn hộp, đầu tiên phải đặt hộp vào trong lỗ ở chỗ cần phải đo áp lực đất, phải chú ý cho mặt tiếp xúc quay về phía đất phải đo, phải cố định trước hộp đo vào khung cốt thép (hình 12.10), rồi đặt vào trong lỗ cùng với khung cốt thép. Sau đó bỏ vào trong lỗ các viên đất có tính chất căn bản giống như tính chất đất ở xung quanh, lấp kín các khe hở, cố gắng làm cho môi trường xung quanh của hộp áp lực giống với điều kiện của áp lực đất thực tế. Cuối cùng ghi chép đầy đủ vào hồ sơ theo dõi các thông tin về số liệu, quy cách, vị trí chôn và thời gian chôn hộp đo. Ngoài ra, khi thi công phải chú ý bảo vệ dây cáp dẫn ra của hộp đo áp lực, bảo đảm cho việc quan trắc được tiến hành thuận lợi.

Căn cứ vào yêu cầu của công việc thực tế, mép trong và mép ngoài của hố móng đều có thể đặt được các điểm đo. Điểm đo cách kết cấu chắn giữ không nên sát gần quá và cũng không nên xa quá, thường từ 0,5 - 2m là có thể lắp hộp đo áp lên đất, lên kết cấu quây giữ như trên hình 12.10b, c.

Ngoài việc đo áp lực đất lên kết cấu quây giữ hố móng, trong nhiều trường hợp cần phải đo sức chịu tải của neo đất dùng trong việc giữ tường chắn. Nguyên lí làm việc và cách đo nhờ kích đặt ở đầu neo và thực hiện việc kéo nhổ thanh neo... giống như trong công tác kéo căng cốt thép trong kết cấu/cấu kiện bêtông cốt thép ứng suất trước và sơ đồ bố trí như ở hình 12.11.

a)

Dây điện

Mặt đất

Chống giữ

Hộp đo áp lực

Thân tường chắn đất (cọc)

Mặt đào

Đất lấp lỗ khoan

0.5 - 2m

b)

Ống đổ bê tông

Khung cốt thép

Dung dịch sét

Hộp đo tổng áp lực

Kích thủy lực thanh chống tấm phản lực

Bê tông

c)

Kết cấu quây giữ

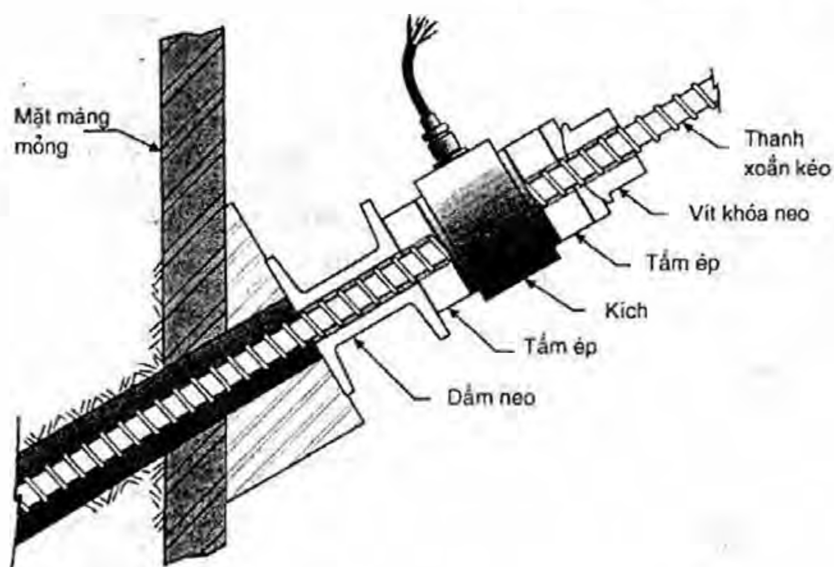
Đầu cảm biến

Mặt màng mỏng

Cáp tín hiệu

Kích

Hình 12.10:
a) Lắp vào lỗ cạnh tường chắn; b) Lắp và kết cấu tường trước khi đổ bêtông; c) Chi tiết vị trí lắp.



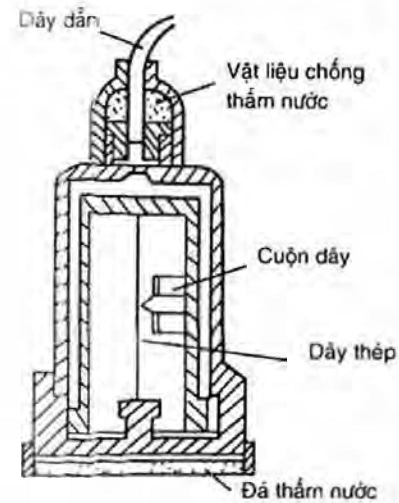
Hình 12.11: *Sơ đồ bố trí kích kéo thử neo đất*

6. Thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

Trong công trình hố móng, hạ mực nước hố móng và đào đất trong hố móng tất sẽ làm biến đổi thể tích nước lỗ rỗng và điều chỉnh lại phân bố áp lực nước lỗ rỗng trong các lớp đất. Trong việc quan trắc hố móng, thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng thường dùng để quan trắc biến đổi áp lực nước lỗ rỗng phía sau tường, phán đoán độ cố kết hoặc chuyển vị trượt của khối đất. Hiện nay có 2 loại thường dùng là thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng kiểu dây rung và kiểu biến dạng điện trở, lần lượt đo độ lớn áp lực nước lỗ rỗng nhờ vào bộ tần suất và bộ biến dạng. Nhờ đó có thể giám sát và khống chế tình hình hạ mực nước trong quá trình đào hố móng, phạm vi và mức độ làm xáo động khối đất xung quanh... do việc đào hố móng gây ra.

1. Cấu tạo và nguyên lí làm việc của thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

Cấu tạo và nguyên lí làm việc của thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng kiểu dây rung như hình 12.12. Cấu tạo và nguyên lí làm việc của nó rất giống với hộp đo áp lực đất, chỉ khác là thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng có thêm một miếng đá thấm nước. Nguyên lí làm việc của thiết bị là: áp lực đất và áp lực nước lỗ rỗng trong tầng đất tác động vào mặt tiếp xúc, sau khi qua đá thấm chỉ có áp lực nước lỗ rỗng có thể truyền tới bản mỏng đàn hồi, sự biến dạng của bản mỏng đàn hồi (hoặc biến dạng của phiến biến dạng) làm biến đổi lực căng của dây thép (hoặc sinh ra biến dạng), thông qua trị tần suất (hoặc trị biến dạng) đo được có thể tính ra trị áp lực nước lỗ rỗng. Công thức tính như sau:



Hình 12.12: Sơ đồ thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

(1) Kiểu dây rung:

$$u = k\left(f_0^2 - f^2\right) \quad (12.3)$$

Trong đó:

u - áp lực nước lỗ rỗng của đất (kPa);

k - hệ số độ nhạy của đầu đo (kPa/Hz^2);

f_0 - tần suất khi đầu đo ở áp lực không (Hz);

f - tần suất sau khi đầu đo chịu áp (Hz).

(2) Kiểu biến dạng điện trở:

$$u = k(\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \quad (12.4)$$

Trong đó:

u - áp lực nước lỗ rỗng trong đất (kPa);

k - hệ số độ nhạy của đầu đo (kPa/Hz^2);

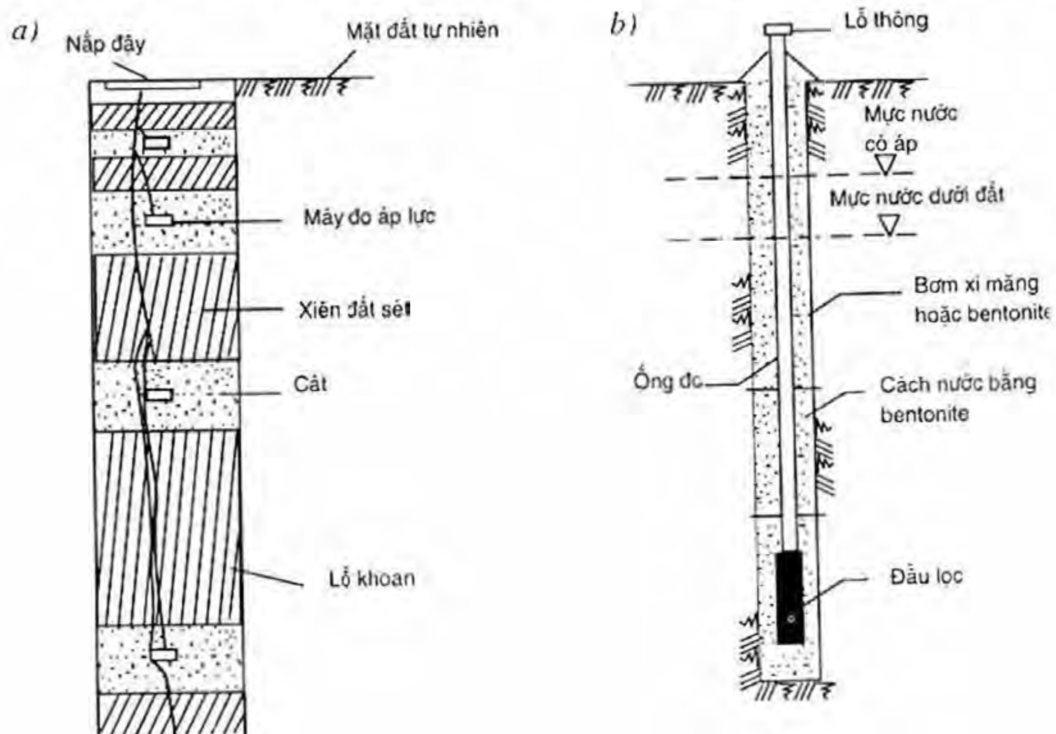
ε_i - số đọc của chuyển dạng sau khi chịu lực ($\mu\varepsilon$);

ε_o - số đọc biến dạng ban đầu trước khi chịu lực ($\mu\varepsilon$).

2. Lắp đặt và sử dụng thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

Trước khi lắp đặt thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng, phải khoan lỗ cho tới độ sâu hoặc cốt cao độ cần đo ở chỗ dự định đo (thường là cách bên ngoài cạnh hố móng 3 - 5m hoặc là bên trong hố móng), rồi cho một ít cát sạch vào đáy lỗ, sau đó mới đặt thiết bị đo áp lực đã được bọc kĩ bằng túi cát, cát trung vào vị trí điểm đo. Sau đó lại cho cát trung vào trong lỗ, cát cho vào đến mức cao hơn vị trí thiết bị đo áp lực trong lỗ, cát cho vào đến mức cao hơn vị trí thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng 0,3 - 0,5m là vừa, cuối cùng bỏ các viên đất sét khô vào lỗ để lấp kín lỗ khoan lại. Khi cần thiết phải đặt nhiều thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng vào trong cùng một lỗ thì có thể sau khi lấp kín thiết bị đo áp lực thứ nhất bằng viên đất sét đến một độ cao nhất định lại cho một ít cát sạch vào trong lỗ cho đến cốt cao dự định chôn thiết bị thứ hai, đặt thiết bị thứ hai vào rồi làm các việc lấp kín như đã làm với thiết bị thứ nhất, cứ làm như vậy là có thể thực hiện được yêu cầu cần thiết kế trong một lỗ đặt nhiều thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng (hình 12.13). Khi chôn thiết bị theo phương pháp này, do áp lực nước lỗ rỗng trong khối đất hạ đến không, đồng thời cát lấp ở xung quanh thiết bị đo áp lực cũng không thể nào đạt được độ chặt như khối đất nguyên dạng, do đó đất ở xung quanh thiết bị đo đương nhiên sẽ có biến dạng nhất định, làm ảnh hưởng đến độ chính xác của việc đo áp lực đất.

Ngoài ra còn có cách ép thiết bị vào để đo. Phương pháp này áp dụng trong lớp đất tương đối mềm, sau khi đã khoan lỗ đến cách vị trí đo một khoảng nhất định(≈ 1m),



***Hình 12.13:** Sơ đồ cách chôn thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng*

rồi ép đầu đo của thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng vào tới độ sâu phải đo của thiết kế, sau đó dùng đất sét bịt kín lỗ khoan (hình 12.13b). Từ phương pháp chôn máy có thể thấy, quá trình ép thiết bị đo vào trong đất có giảm bớt sự xáo động đối với khối đất ở xung quanh, nhưng khi cần đặt nhiều máy đo trong một lỗ thì hiển nhiên là không thể cùng dùng phương pháp ép này được. Cho nên để giảm bớt ảnh hưởng của quá trình chôn thiết bị đối với độ chính xác của việc đo, trong điều kiện có thể thì tốt nhất là trước khi thi công công trình hố móng phải chôn sẵn thiết bị đo để giảm đến mức thấp nhất ảnh hưởng của quá trình chôn thiết bị đến độ chính xác khi đo áp lực nước lỗ rỗng.

Nếu phần trên đầu lọc không dùng vật liệu cách nước (vữa ximăng hoặc bento-nite) mà dùng cát hoặc sỏi để lấp thì có thể dùng kiểu đầu đo ở hình 12.13b làm giếng quan trắc sự thay đổi mực nước ngầm.

12.5 BỐ TRÍ ĐIỂM QUAN TRẮC

Căn cứ vào yêu cầu của việc khống chế biến dạng của công trình hố móng, phải đặt ống đo nghiêng trong kết cấu quây giữ, trong các trường hợp bình thường thì, mỗi cạnh hố móng nên đặt từ 1 - 3 điểm; độ sâu của ống đo nghiêng bằng độ sâu cắm vào trong đất của kết cấu quây giữ. Điểm đo chuyển vị ngang và chuyển vị đứng ở đỉnh cọc (tường) quây giữ phải đặt men theo chu vi của hố móng, cứ 10 - 20m một điểm. Điểm chuẩn phải đặt ở nơi cách xa hố móng (lớn hơn 5 lần độ sâu đào hố móng). Để kể đến ảnh hưởng có thể sinh ra trong quá trình thi công đào hố móng đối với điểm chuẩn, phải tuỳ theo yêu cầu về độ ổn định của những điểm chuẩn ấy mà tiến hành định kì đo kiểm tra chuyển vị và lún của chúng.

Căn cứ vào đặc điểm chịu lực của kết cấu quây giữ và hệ thống chống đỡ, điểm đo mômen uốn của cọc (tường) quây giữ, phải lựa chọn để bố trí ở trung tâm của mỗi cạnh hố móng, khoảng cách theo chiều sâu của điểm đo thường là 1,5 - 2m. Điểm đo lực trục của kết cấu chống giữ phải đặt ở giữa mỗi nhịp của các thanh chống chính, mỗi tầng thanh chống đều phải lựa chọn lấy mấy mặt cắt có tính đại diện để đo. Với các thanh chống quan trọng, ngoài đo lực trục ra, phải chú ý đo đồng bộ cả mômen uốn ở chỗ điểm chống cũng như lún và chuyển vị ở hai đầu và ở giữa của thanh chống. Đo phản lực của bản đáy, phải bố trí điểm đo mômen dương và mômen âm lớn nhất theo hình dạng của bản đáy.

Điểm đo lún của cọc cột đứng có thể trực tiếp bố trí ở trên mặt thanh chống của phần trên cọc cột đứng. Đo lún và đo chuyển vị của cọc cột đứng có thể bố trí ở chỗ giao điểm của nhiều thanh chống, chỗ chịu lực phức tạp trên cột đứng bên trong hố móng, đồng thời, việc đo biến dạng và đo ứng suất phải được tiến hành đồng bộ với nhau. Khi cần thiết, cũng có thể đo tất cả các cột đứng ở bên trong hố móng.

Quan trắc môi trường xung quanh phải tiến hành trong phạm vi rộng gấp ba lần độ sâu hố móng. Đo chuyển vị của đường ống ngầm có hai phương pháp là trực tiếp và gián tiếp. Đo trực tiếp tức là điểm đặt ngay vào đường ống, đo gián tiếp thì chôn điểm

đo vào trong nền đất ở ngay trên đỉnh gần với đường ống. Điểm đo lún của nhà thì bố trí ở những chỗ hình lồi ra như góc tường, thân cột (đặc biệt là những thân cột đại diện cho lún chênh lệch giữa các móng cột độc lập với móng băng), mép cửa v.v... Khoảng cách giữa các điểm đo phải làm sao để phản ánh được tình hình lún không đều giữa các bộ phận của công trình xây dựng.

Trong công trình thực tế, phải căn cứ vào tình hình phân bố của trường ứng suất và trường chuyển vị do thi công công trình gây ra để phân định rõ giữa trọng điểm với bình thường, nắm chắc các khâu then chốt, thực hiện cho được việc quan trắc đồng bộ các trọng điểm, nhấn mạnh sự đồng bộ giữa các tham số thi công cụ thể của số liệu quan trắc với tình trạng thi công, hình thành một hệ thống quan trắc có hiệu quả. Kết hợp chặt chẽ giữa thiết kế công trình với thiết kế thi công nhằm đạt được mục đích là bảo đảm an toàn cho công trình và môi trường xung quanh kịp thời điều chỉnh thiết kế và thi công.

Do điều kiện hiện trường thi công hố móng phức tạp, điểm đo rất dễ bị phá hỏng, làm cho số liệu quan trắc bị gián đoạn, gây ra tai hại không thể lường được cho việc phân tích số liệu. Do đó, điểm đo nhất thiết phải chắc chắn, đánh dấu rõ ràng và yêu cầu đơn vị thi công phối hợp chặt chẽ, đảm bảo cho điểm đo không bị phá huỷ trong suốt quá trình quan trắc.

12.6. TRỊ SỐ CẢNH BÁO CỦA CÁC HẠNG MỤC QUAN TRẮC

Trong khi quan trắc công trình, mỗi hạng mục đo đều phải căn cứ vào thực tế công trình cụ thể, dựa theo những nguyên tắc nhất định để xác định trước những trị số cảnh báo tương ứng, để có thể căn cứ vào đó mà phán đoán xem tình huống chuyển vị hoặc chịu lực có phải là đã vượt quá phạm vi cho phép hay không, phán đoán xem việc thi công có phải là đang an toàn tin cậy hay không, có cần phải điều chỉnh lại trình tự các bước thi công hoặc sửa đổi lại phương án thiết kế hay không. Do vậy, việc xác định trị số cảnh báo của các hạng mục quan trắc là cực kì quan trọng. Trong các trường hợp bình thường, mỗi một trị số cảnh báo đều phải được khống chế bởi hai bộ phận gồm có tổng lượng biến đổi cho phép và lượng biến đổi cho phép trong một đơn vị thời gian (tốc độ biến đổi cho phép).

1. Nguyên tắc xác định trị số cảnh báo

1) Đáp ứng yêu cầu của các quy trình, quy phạm tương quan hiện hành;

2) Đáp ứng yêu cầu thiết kế tính toán;

3) Đáp ứng yêu cầu an toàn của đối tượng quan trắc, đạt được mục đích là bảo vệ an toàn;

4) Đáp ứng yêu cầu của môi trường và kĩ thuật thi công, thực hiện được yêu cầu về bảo vệ môi trường;

5) Đáp ứng yêu cầu do các bên chủ quản đưa ra đối với các đối tượng phải bảo vệ;

6) Dưới tiền đề bảo đảm an toàn, xem xét tổng hợp giữa các nhân tố là chất lượng công trình và kinh tế, nhằm đạt được mục đích hạ thấp giá thành công trình.

2. Xác định trị số cảnh báo

Trị số cảnh báo cụ thể của các hạng mục quan trắc hố móng cho đến nay vẫn chưa có tiêu chuẩn thống nhất. Công trình quy mô khác nhau, điều kiện địa chất khác nhau, từng địa phương khác nhau, môi trường xung quanh hố móng khác nhau... sẽ có thể có khác nhau về yêu cầu đối với trị số cảnh báo của các hạng mục quan trắc. Căn cứ vào nguyên tắc trên, tham khảo các quy phạm hữu quan, kết hợp với kinh nghiệm của những người đi trước, dưới đây nêu ra một số trị số cảnh báo đối với các hạng mục quan trắc cụ thể để tham khảo.

1) Nghiêng lệch của kết cấu quây giữ hố móng và tốc độ phát triển. Chỉ tiêu này chủ yếu phản ánh bằng kết quả đo nghiêng, đối với những công trình hố móng thông thường mà yêu cầu xung quanh không nghiêm ngặt về mặt chuyển vị thì chuyển vị tối đa thường phải hạn chế là 80mm, phát triển mỗi ngày không quá 10mm. Với loại hố móng mà xung quanh có công trình xây dựng đòi hỏi phải được bảo vệ nghiêm ngặt, phải căn cứ vào yêu cầu cụ thể của đối tượng phải bảo vệ để xác định chỉ tiêu hạn chế đối với kết cấu quây giữ. Trị cộng dồn chuyển vị ngang của kết cấu quây giữ đã đạt trị thiết kế cho phép như tỉ số giữa chuyển vị lớn nhất với độ sâu đào hố đã đạt đến 0,35% - 0,70%. Nếu điều kiện xung quanh phức tạp thì lấy trị số nhỏ. Ví dụ, đường tàu điện ngầm số 1 ở Thượng Hải thì chuyển vị của thi công ở xung quanh gây ra ảnh hưởng đối với nó không được quá 20mm.

2) Chuyển dịch của đường ống ngầm (bao gồm đường ống hơi đốt, đường ống cấp nước, đường cáp điện, đường dây điện thoại...) và tốc độ phát triển. Trong số các đường ống ngầm thì đường ống khí đốt xem là quan trọng nhất. Chuyển dịch của đường ống khí đốt: chuyển dịch lún và chuyển dịch ngang đều không được quá 10mm, phát triển mỗi ngày không được quá 2mm. Chuyển dịch của đường ống cấp nước: chuyển dịch lún và chuyển dịch ngang đều không được quá 30mm, phát triển mỗi ngày không được quá 5mm.

3) Biến đổi mực nước bên ngoài hố móng: việc hạ mực nước trong hố móng và đào móng làm cho mực nước bên ngoài hố móng tụt xuống không được quá 1000mm, mỗi ngày phát triển không được quá 500mm.

4) Chênh lệch trồi lên và lún xuống của cọc cột đứng: Đào hố móng làm cho cọc cột đứng trồi lên hoặc lún xuống không được quá 10mm, mỗi ngày phát triển không được quá 2mm.

5) Mômen uốn và lực trục: phải xác định theo tài liệu thiết kế, thường lấy trị số cảnh báo là 80% trị lớn nhất của thiết kế cho phép.

6) Ngoài ra với loại đường cong biến đổi trơn của đo nghiêng và của mômen uốn sâu bên trong của kết cấu quây giữ mà đường cong ấy lại thấy xuất hiện những biến đổi gẫy rõ rệt cũng phải nêu ra cảnh báo để xử lí.

7) Lún ở mặt đất và các công trình xây dựng lân cận đã đạt đến trị thiết kế cho phép như: lún lớn nhất ở mặt đất so với độ sâu đào hố đã đạt đến 0,5% - 0,7%, nứt ở mặt đất tăng lên nhiều. Lún không đều của công trình xây dựng đã đạt đến trị giới hạn trong các quy phạm hiện hành. Ví dụ kết cấu gạch + bêtông cao 6 tầng ở gần hố móng khi lún không đều khoảng 20mm thì thân tường xuất hiện đến hàng chục vết nứt dài.

Trên thực tế, trong công việc quan trắc cụ thể, phải nhằm mục đích là an toàn cho công trình được quan trắc và an toàn cho môi trường xung quanh để lựa chọn hạng mục quan trắc và trị số cảnh báo cho thích hợp, làm cho công trình xây dựng chủ thể được tiến hành thuận lợi.

Trị số cảnh báo cụ thể cho một số loại đất nền, kiểu hệ kết cấu chắn giữ thành hố và dạng kết cấu của công trình lân cận hố đào... có thể tham khảo trong các tài liệu [38, 39].

3. Thời khắc xảy ra tình trạng nguy hiểm

Con đường để thực hiện việc dự báo có thể quy nạp như sau:

1) Đầu tiên tổng hợp phân tích địa chất công trình, địa chất thuỷ văn ở hiện trường, hoàn cảnh xung quanh hố móng, địa hình địa mạo xung quanh hố móng và phương án thi công. Bắt đầu ngay vào những điều kiện hình thành tình trạng nguy hiểm, tìm ra những điều kiện tất yếu để dẫn đến tình trạng nguy hiểm (như đặc tính của đất đá, kết cấu chống giữ, các công trình xây dựng và thiết bị ngầm ở lân cận...) và những điều kiện có thể từ đó gây ra sự cố (như nước ngầm, điều kiện khí tượng, động đất, thi công đào đất) sau đó kết hợp với việc phân tích tính toán tính ổn định của kết cấu chắn giữ, rút ra kết luận sơ bộ là có thể xảy ra tình trạng nguy hiểm không.

2) Quan trắc hiện trường là điều kiện tất yếu để thực hiện dự báo tình trạng nguy hiểm. Mục đích của quan trắc hiện trường là vận dụng tất cả mọi biện pháp quan trắc hữu hiệu, kịp thời nắm bắt mọi loại thông tin triệu chứng bộc lộ báo hiệu có thể xảy ra tình trạng nguy hiểm và các loại nhân tố dẫn đến tình trạng nguy hiểm có liên quan. Kết quả quan sát không những phải biểu thị bằng các số liệu định lượng của các yếu tố động thái xảy ra tình trạng nguy hiểm mà còn quan trọng hơn nữa là phải thể hiện được xu thế diễn biến của các yếu tố động thái xảy ra nguy hiểm. Do đó, yêu cầu phải kịp thời vẽ ra được đồ thị quan hệ giữa chuyển vị ngang và tốc độ của nó, sụt lún, ứng suất rạn nứt v.v... với thời gian, và kịp thời phân tích, đánh giá tổng hợp.

3) Thí nghiệm mô phỏng có lợi cho việc dự báo chuẩn xác thời khắc xảy ra tình trạng nguy hiểm. Thời khắc xảy ra tình trạng nguy hiểm là thời khắc mà khi số liệu đo được trên hiện trường đạt đến chỉ tiêu giới hạn sát nút trong mô thức phát sinh tình trạng nguy hiểm. Thí nghiệm mô phỏng có thể xác định tương đối chuẩn xác các mô thức có thể xảy ra tình trạng nguy hiểm và xác định các chỉ tiêu giới hạn tương quan khi ở trạng thái tới hạn và các số liệu dự báo tình trạng nguy hiểm. Dùng phương pháp phân tích ngược (back - calculated) trên cơ sở kết quả quan trắc để suy dẫn các thông số đất nền, kiểm tra tính thích hợp của phương pháp thiết kế tính toán đã làm, dự báo trước những hiện tượng, động thái có thể xảy ra trong thực tiễn đào móng ở bước tiếp theo.

4) Phải nắm bắt kịp thời trên vi mô những thông tin triệu chứng xảy ra tình trạng nguy hiểm: Dùng quan sát bằng mắt thường và các biện pháp đo, đếm, đong, cân kịp thời nắm bắt trên vi mô những thông tin triệu chứng xảy ra tình trạng nguy hiểm. Những ví dụ thực tế về dự báo thành công có thể xảy ra tình trạng nguy hiểm trước đây cho thấy, phần nhiều những tình trạng nguy hiểm có thể thông qua kiểm tra bằng mắt thường để phát hiện sớm.

Sau khi trải qua đi sâu phân tích đánh giá theo định lượng và cảnh báo tình trạng nguy hiểm, phải kịp thời đề ra phương pháp xử lí và tích cực phối hợp với đơn vị thiết kế và thi công để điều chỉnh phương án thi công, áp dụng các biện pháp gia cường ứng cứu cần thiết, kịp thời loại bỏ tình trạng nguy hiểm, thông qua theo dõi bám sát để kiểm tra hiệu quả sau khi gia cố xử lí. Từ đó bảo đảm cho công trình được tiếp tục thi công an toàn.

12.7. CHỈNH LÍ VÀ SỬ DỤNG SỐ LIỆU QUAN TRẮC

Trong việc chỉnh lí tài liệu quan trắc thì phương pháp chỉnh lí là cực kì quan trọng. Khi chỉnh lí tài liệu, phải có khả năng phân tích cao mới có thể sàng lọc ra được những số liệu chân thực và chính xác, thể hiện chuẩn xác nhằm phát huy tác dụng của các số liệu trong chỉ đạo thi công công trình hố móng. Nếu không thì tác dụng của công việc quan trắc sẽ không được phát huy có hiệu quả. Ví dụ: Khi phân tích sự chuyển dịch, nếu chỉ chú ý đến độ lớn của chuyển dịch mà không chú ý đến tốc độ và sự biểu hiện của chúng thì sẽ ảnh hưởng đến chỉ đạo thi công chính xác, có khi còn dẫn đến xảy ra sự cố.

Căn cứ vào kinh nghiệm quan trắc thực tế và các thành quả nghiên cứu lí thuyết, trong khi chỉnh lí các tài liệu thực đo của các hạng mục quan trắc, phải xem trọng phương pháp chỉnh lí tài liệu thực đo. Đối với chuyển dịch của đỉnh tường, người quan trắc phải căn cứ vào số liệu đo được để vẽ ra mặt bằng chuyển vị, cung cấp cho người thiết kế kiểm tra lại ý đồ thiết kế và giúp cho người thi công có thể đề ra được những điều cần chú ý trong bước thi công tiếp sau, quyết định xem có phải áp dụng thêm các biện pháp khác nữa không, bảo đảm cho việc thi công công trình được tiến hành thuận lợi. Đối với số liệu thực đo nghiêng lệch hoặc chuyển vị ngang trong thân tường, phải lựa chọn điểm đo điển hình, vẽ ra đồ thị thể hiện độ lớn của chuyển dịch và biến đổi tốc độ chuyển dịch, giúp cho cán bộ kĩ thuật công trình phân tích sâu thêm về ổn định của kết cấu quây giữ. Đối với lực trục của thanh chống, phải chú ý đo lực sinh ra bởi nhiệt độ và co ngót của bêtông để phân tích ảnh hưởng của chúng đối với kết quả đo lực trục, nâng cao tính chuẩn xác của số liệu quan trắc. Khi dùng thuốc nổ hoặc khoan đục để phá thanh chống bằng bêtông cốt thép và khi thay đổi thanh chống phải phối hợp với đơn vị thi công, tăng cường quan sát, tránh xảy ra sự cố.

Việc chỉnh lí những số liệu thực đo các hạng mục quan trắc môi trường xung quanh cũng phải lựa chọn phương pháp thích hợp như vậy để nâng cao hiệu suất sử dụng tài

liệu thực đo. Đối với chuyển dịch và tốc độ chuyển dịch của đường ống (bao gồm ống cấp nước, đường cáp điện, đường điện thoại, đường khí đốt), đồng thời với việc vẽ đồ thị độ lớn của chuyển dịch, phải vẽ cả đồ thị tốc độ chuyển dịch, trong đó, đặc biệt là đường ống khí đốt phải hết sức coi trọng. Đối với nhà cửa đã có ở xung quanh hố móng, trong trường hợp bình thường đo lún là có thể đáp ứng được yêu cầu, nhưng trong trường hợp lún không đều thể hiện tương đối rõ rệt thì phải tăng cường quan trắc tình hình nghiêng lệch của ngôi nhà, đồng thời phải vẽ ra đường cong về độ lớn của chuyển dịch và tốc độ chuyển dịch, tạo điều kiện cho cán bộ kĩ thuật có thể phán đoán được những vấn đề có thể xuất hiện bên trong và bên ngoài hố móng. Việc đo áp lực nước lỗ rỗng và đo mực nước, đo lún của các lớp đất sâu và áp lực đất sẽ có thể cung cấp các số liệu liên quan một cách toàn diện hơn, việc chỉ đạo tin học hoá thi công sẽ tốt hơn, bảo đảm cho việc thi công công trình hố móng được tiến hành thuận lợi.

12.8. VÍ DỤ THỰC TẾ QUAN TRẮC HỐ MÓNG

Ví dụ 1: Tường chắn bằng cọc trộn kết hợp tường trong đất

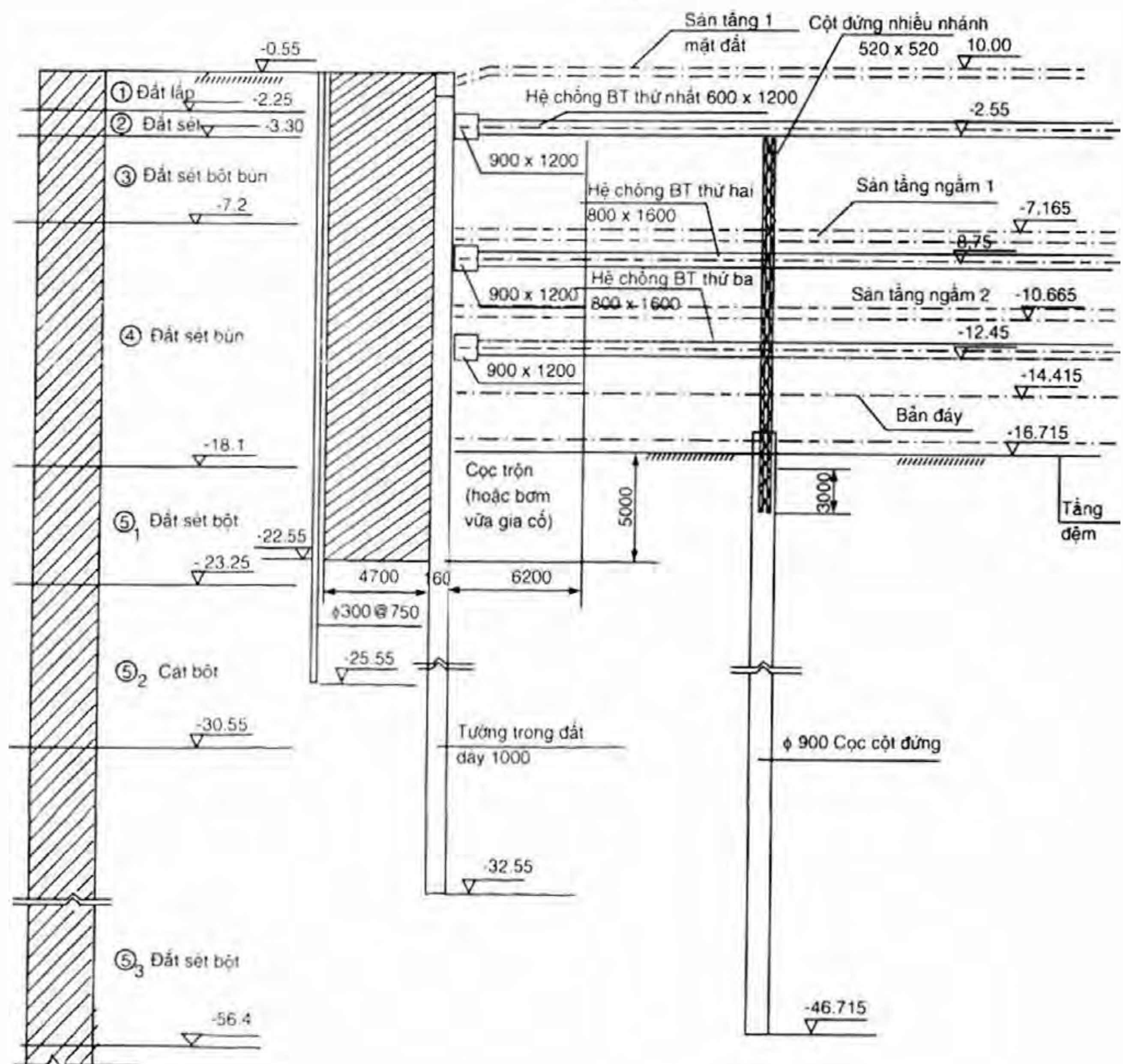
Một công trình có diện tích chiếm đất 19000m^2, tổng diện tích hố móng 15294m^2, chỗ đào sâu nhất 16,965m, quây giữ bằng tường trong đất, căn cứ vào chênh lệch độ sâu đào hố móng, tường dày 800 - 1000mm, tường sâu 29,6 - 32,5m, xét đến các nhân tố môi trường xung quanh, một số chỗ có dùng cọc trộn dưới sâu hoặc gia cố bằng bơm ép vữa. Ba hệ thanh chống bằng bêtông cốt thép, cục bộ có tăng thêm bốn hệ thanh chống bằng thép (hình 12.14).

1. Điều kiện địa chất: Xem bảng dưới đây:

Tên lớp đất	Tên đất	Trị số dính cắt cố kết (trị số kiến nghị)		Hệ số áp lực tĩnh	Cường độ cắt cánh	Cường độ nén nở hông	Hệ số thấm cm/s	
		C(kPa)	ϕ (°)	K_o	S_u(kPa)	q_u(kPa)		
2	Đất sét	20,0	16,0	0,48	46,8	113	8,3E-8	10,8E-7
3	Đất sét bùn bột	7,0	18,0	0,50	31,4	49	2,3E-6	4,41E-6
4	Đất sét bùn	14,0	10,0	0,56	32,0	44	1,22E-7	6,70E-7
5-1	Đất sét bột	10,0	22,0	0,43	76,9	57	1,47E-5	7,99E-5
5-2	Cát bột	0	30,0				*	
5-3	Đất sét bột	12,0	26,0			61	9,98E-7	2,21E-4

** Lớp 5-2 là tầng cát bột tính theo quan hệ giữa đường kính hạt hợp thành có hệ số thấm khi d_{10} là 0,04m; hệ số thấm là 1,69E-3cm/s.*

Từ bảng trên có thể thấy, lực dính và góc ma sát trong của các lớp đất trong phạm vi độ sâu đào hố đều tương đối nhỏ, cường độ đất tương đối thấp, dễ bị chuyển dịch theo chiều ngang. Cát bột ở lớp 5-2 có tính thấm nhất định, một mặt, đem lại khó khăn



Hình 12.14: Sơ đồ kết cấu quây giữ và mặt cắt địa chất

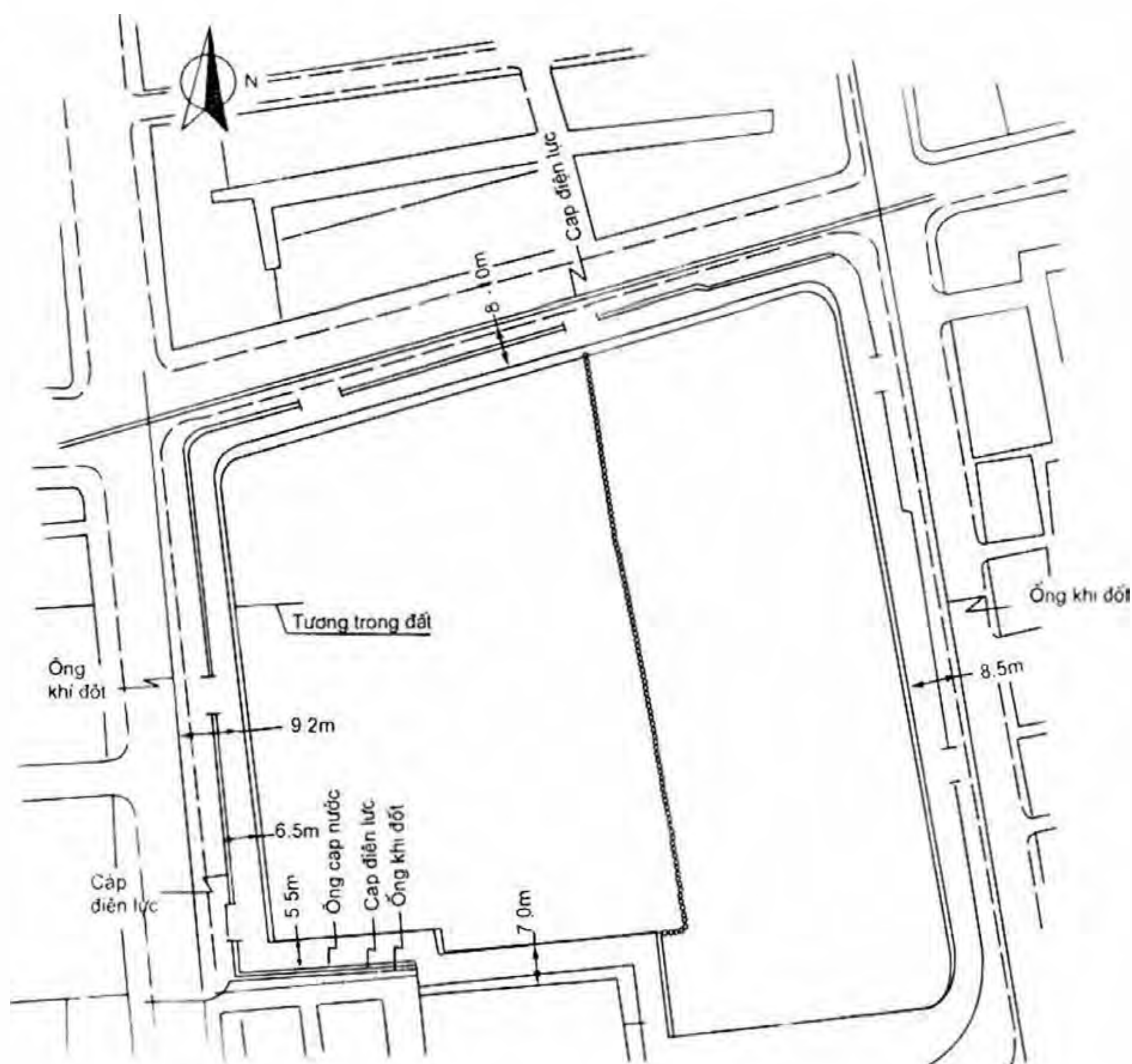
nhất định cho việc ngăn nước trong hố đào, đồng thời lại có thể dẫn đến lún khối đất xung quanh hố đào; mặt khác, lớp này lại có nước có áp nhỏ, nếu xử lí không tốt sẽ tạo ra uy hiếp nhất định cho tính ổn định của đáy hố. Do vậy điều kiện địa chất của hiện trường này là rất phức tạp, cực kì bất lợi cho an toàn của công trình hố móng.

2. Điều kiện quanh hiện trường

Khảo sát hiện trường và điều kiện có sẵn cho thấy (hình 12.15), bên dưới mặt đường ở quanh hiện trường có đến trên 10 đường đặt các loại cáp điện của xe điện, cáp điện lực, đường khí đốt, đường thoát nước mưa, đường nước bẩn, đường nước sạch, đường thông tin... Trong đó có đường cáp điện lực 220kV chôn dưới mặt đường phía bắc và

đường khí đốt phân bố bên dưới mặt đường phía đông, rất gần mép hố móng (5 - 10m), yêu cầu phải được bảo vệ ở mức độ cao. Các loại đường ống khác cũng được đặt từ những năm 60 và 70, thời gian đã khá dài, khả năng chống biến dạng kém, dễ bị ảnh hưởng của thi công, gây ra trở ngại cho việc sử dụng bình thường các loại đường ống này.

Ngoài ra, ở cạnh tây nam của hố móng có 2 toà nhà cổ xây dựng từ những năm 20, ba mặt kia đều có phân bố nhiều nhà ở cũ 2 - 3 tầng, qua khảo sát hiện trường thấy các ngôi nhà này đều nằm trong phạm vi ảnh hưởng của hố móng. Các ngôi nhà cổ này, do thời gian xây dựng đã khá lâu, gạch đá đều đã bị phong hoá với mức độ khác nhau, cục bộ thân tường đã có chỗ rạn nứt hoặc sụt lở nên khả năng chịu được ảnh hưởng của môi trường xung quanh của chúng đã giảm yếu đi rất nhiều.



Hình 12.15: Sơ đồ đường ống xung quanh hố móng

3. Mục đích và nội dung quan trắc

Nhằm đảm bảo an toàn cho các công trình xây dựng, cho đường ống ngầm hiện đang sử dụng ở gần công trình và sự ổn định của bản thân hệ thống quây giữ, cung cấp tư liệu cho tin học hoá thiết kế và thi công nên đã đặt dụng cụ đo ứng suất, biến dạng, lỗ quan trắc mực nước (áp lực nước), lỗ đo nghiêng... tại các công trình xây dựng, các đường ống ngầm, dầm đỉnh tường, khối đất ở xung quanh, tường ngầm, thanh chống, bản đáy... hình thành một hệ thống quan trắc hố móng sâu, nhằm kịp thời cung cấp những kết quả quan trắc đủ tin cậy, những ý kiến phân tích và biện pháp xử lí vấn đề.

Căn cứ vào tình hình cụ thể của công trình và quy định tại các quy phạm liên quan cũng như yêu cầu đối với công việc quan trắc thi công của phương án thiết kế quây giữ hố móng, đồng thời, tham khảo ý kiến cụ thể của các ngành hữu quan, phương án này phải tổ chức quan trắc về các mặt sau đây:

1) Quan trắc lún của đường và tình hình chuyển dịch của mặt đường;

2) Quan trắc dịch chuyển ngang và đứng của các đường ống ngầm ở lân cận;

3) Quan trắc lún và nghiêng của các công trình đã xây dựng trước đó;

4) Quan trắc chuyển dịch ngang và đứng của dầm quây ở đỉnh và cột đứng;

5) Quan trắc chuyển dịch ngang ở phần dưới sâu của tường ngầm trong đất;

6) Quan trắc chuyển dịch ngang của đất ở tầng sâu phía bên ngoài hố móng;

7) Quan trắc mực nước ngầm trong và ngoài hố móng;

8) Quan trắc ứng suất cốt thép của tường trong đất và chịu lực của thanh chống;

9) Đo áp lực đất tác dụng lên tường;

10) Quan trắc biến dạng của bản đáy (đai đỡ) của nhà ngầm;

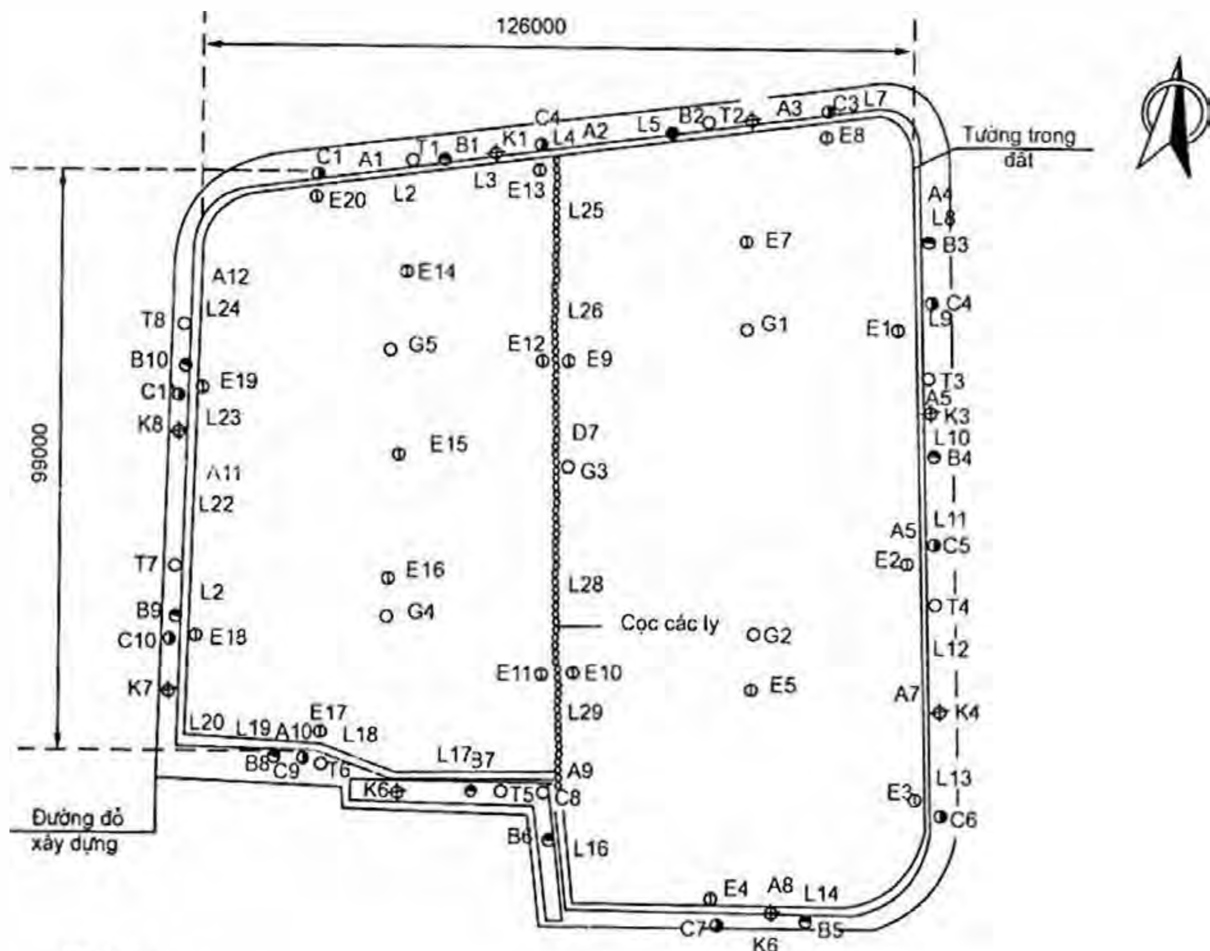
11) Đo áp lực nước lỗ rỗng bên ngoài tường;

12) Quan trắc đàn hồi của bản đáy.

Căn cứ tình hình thực tế của công trình này, công việc quan trắc phải chú ý mấy điểm sau đây: Độ dày của lớp đất yếu ở phần bên trên của khu vực công trình là lớn, hệ thống quây giữ căn bản nằm trong tầng đất yếu, bùn chảy dẻo; Đường ống ngầm ở xung quanh hố móng dầy đặc, trong đó đường cáp điện 220kV ở cạnh phía bắc rất gần hố móng, diện ảnh hưởng lớn, phải là trọng điểm bảo vệ. Các nhà cổ ở mặt tây nam hố móng là công trình văn hóa cấp thành phố đó là những công trình gần hố móng nhất. Các công trình này xây dựng từ lâu, đã lão hoá và biến dạng ở mức độ khác nhau, quan trắc các công trình này cũng phải xem là một trọng điểm.

4. Phương án bố trí điểm quan trắc

Căn cứ vào các quy phạm liên quan và yêu cầu của phương án thiết kế quây giữ, kết hợp với đặc điểm của bản thân công trình này và đặc trưng của môi trường xung quanh, phương án quan trắc đã bố trí các điểm đo như sau (xem hình 12.16):



Kí hiệu:

A_0 - Lỗ quan trắc chuyển dịch ngang của tường trong đất (12 lỗ);
B_0 - Lỗ quan trắc chuyển dịch ngang của đất ngoài hố (10 lỗ);
C_0 - Lỗ quan trắc mực nước ngầm ngoài hố (11 lỗ);
L - Điểm quan trắc biến dạng của dầm quây ở đỉnh (29 điểm);
T_0 - Lỗ đo áp lực đất ngoài hố (8 lỗ);
E_0 - Lỗ quan trắc mực nước ngầm trong hố (20 lỗ);
K_0 - Điểm đo quan trắc áp lực nước lỗ rỗng ngoài hố (4 điểm);
G_0 - Điểm quan trắc đàn hồi của đất ở mặt đáy hố (5 điểm).

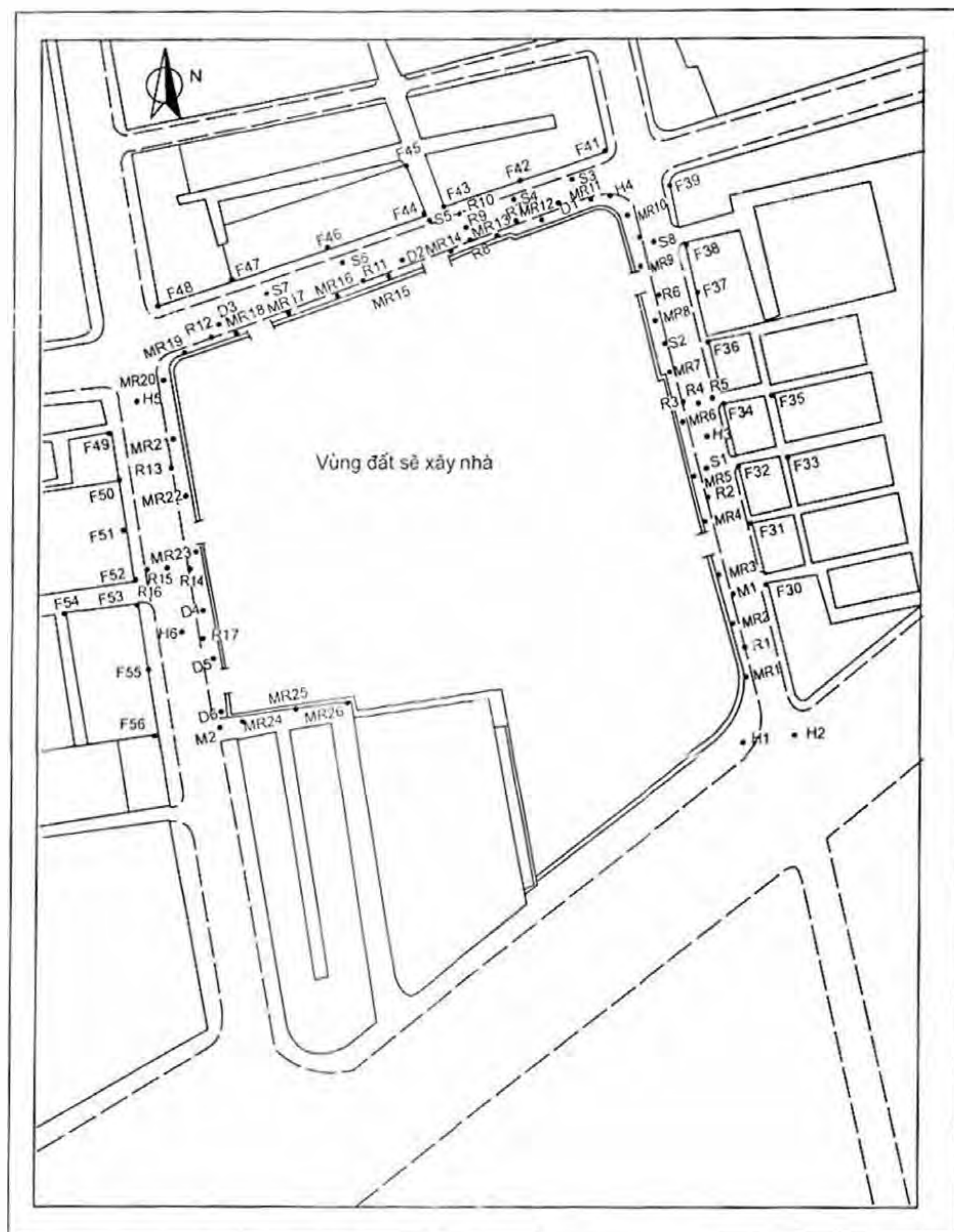
***Hình 12.16:** Sơ đồ mặt bằng vị trí điểm quan trắc*

(1) Bố trí điểm quan trắc lún đường đi xung quanh và điều tra theo dõi tình hình mặt đường

Để theo dõi và nắm chắc mức độ ảnh hưởng của việc thi công đối với đường đi ở xung quanh, đặt các điểm đo biến dạng (lún) mặt đường theo đường trục dọc đường, khoảng cách của điểm đo trên dưới 25m.

(2) Bố trí điểm quan trắc chuyển dịch đường ống ngầm

Căn cứ vào bản vẽ tổng hợp đường ống ngầm và tài liệu thăm dò đường ống ngầm của vùng đất này, dưới mặt đường xung quanh hố móng có chôn các loại đường ống khí đốt, cấp nước, điện lực, điện thoại, nước bẩn, nước mưa v. v... Trong đó đường điện cao áp và đường khí đốt ở rất gần hố móng, diện ảnh hưởng xã hội lớn. Một việc quan trọng của lần quan trắc này là, phải thông qua quan trắc để kịp thời, dự báo những nguy hiểm tiềm ẩn, bảo đảm an toàn sử dụng cho các loại đường ống ở gần.



Hình 12.17: Sơ đồ bố trí điểm đo công trình ở xung quanh hố móng

Kí hiệu:

MR_i - Điểm đo mô phỏng đường ống;

R_i - Điểm đo đường đi;

M_i - Điểm đo ống khí đốt;

S_i - Điểm đo ống cấp nước;

H_i - Điểm đo cáp điện thoại;

D_i - Điểm đo cáp điện lực;

F_i - Điểm đo công trình xây dựng.

Xét về mặt quy mô công trình, điều kiện địa chất và đặc trưng môi trường của công trình này, để bảo đảm cho số liệu quan trắc có thể phản ánh được chân thực đặc trưng biến đổi của đường ống ngầm, lần đo này đã bố trí điểm đo đường ống ngầm với khoảng cách là 12 - 15m (hình 12.17).

(3) Bố trí điểm quan trắc chuyển dịch đứng và nghiêng của các công trình xây dựng

Công trình xây dựng ở kề sát bên hố móng có hai ngôi nhà cổ ở mặt tây nam, hai ngôi nhà này đã hình thành một mục quan trắc riêng. Ba mặt kia là những ngôi nhà xây từ những năm 20 - 30 của thế kỉ XX, cấu kiện kết cấu của các ngôi nhà đã rất già cỗi, một số lớp trát đã bong tróc, thân tường đều có nứt nẻ ở mức độ khác nhau mà lại đều ở trong phạm vi ảnh hưởng của thi công. Do đó, bố trí điểm đo lún các ngôi nhà phải xem xét tổng hợp các mặt tính trọng yếu, niên đại xây dựng, hình thức kết cấu, móng và khoảng cách đến hố móng xa hay gần. Điểm đo chủ yếu bố trí ở những chỗ dễ sinh ra phá huỷ như trên góc quay, trên thân tường và cột chịu lực, khoảng cách của các điểm đo khoảng 20m.

Ngoài ra, còn lựa chọn một số ngôi nhà có tường chạy theo hướng song song với tường ngầm trong đất để tiến hành đo nghiêng.

(4) Bố trí điểm đo dầm quây đỉnh và cột đứng của hố móng

Việc hạ mực nước và đào đất trong hố móng sẽ dẫn đến chênh lệch áp lực nước giữa trong và ngoài hố móng cũng như chuyển biến trạng thái của áp lực đất. Áp lực tổng hợp sinh ra từ đó sẽ tác động toàn bộ vào kết cấu quây giữ, tất sẽ dẫn tới chuyển dịch của thân tường, thông qua các điểm đo đặt trên dầm đỉnh có thể nắm bắt tường tận tình hình chuyển dịch của mặt đỉnh tường quây giữ và sự chênh lệch chuyển vị giữa các bộ phận khác nhau, từ đó có thể tổng hợp phán đoán được tính ổn định của toàn hệ thống quây giữ.

Căn cứ vào yêu cầu của các quy phạm liên quan, đã áp dụng phương pháp phân bố điểm đo theo trục dọc của tường đỉnh, khoảng cách điểm đo là 15m. Điểm đo cố gắng bố trí vào giữa khoảng của các thanh chống là chỗ có chuyển dịch lớn hơn. Ngoài ra, để có thể nắm được tình hình biến dạng của các thanh chống do chịu lực gây ra, trên cột đứng của đường trục thanh chống ngang dọc ở phần giữa cũng có bố trí các điểm đo lún.

(5) Bố trí điểm đo chuyển dịch ngang ở tầng sâu của tường trong đất

Qua nhiều thực tiễn công trình cho thấy, dưới tiền đề là có thanh chống thì chỗ chuyển dịch ngang lớn nhất của tường quây giữ là ở gần với mặt đào, tức là đồng thời với sự tăng lên của độ sâu hố đào, vị trí chuyển dịch lớn nhất cũng chuyển dần xuống dưới, để có thể nắm bắt được độ lớn và phương hướng chuyển dịch ngang ở từng độ sâu khác nhau theo chiều đứng của thân tường, trực tiếp phán đoán được tính ổn định và độ uốn của kết cấu quây giữ cần phải đặc biệt bố trí loại điểm đo này.

Theo yêu cầu của quy phạm, bố trí điểm đo cơ bản là tính với khoảng cách 30m, các lỗ quan trắc chuyển dịch ngang (đo nghiêng) ở tầng sâu. Để bảo đảm tài liệu quan

trắc có thể phản ảnh được chân thực tình hình biến chuyển trong thực tế, loại lỗ đo nghiêng này trực tiếp bố trí ngay trong tường ngầm, tức là buộc sẵn ống đo nghiêng đã làm kín ngay vào cốt thép, nằm luôn ngay trong bêtông, độ dài của ống đo nghiêng bằng với độ sâu của tường ngầm.

(6) Bố trí lỗ đo chuyển dịch ngang của đất ở tầng sâu bên ngoài hố móng

Do việc thi công kết cấu quây giữ, hạ mực nước ngầm và đào đất trong hố móng, trạng thái cân bằng ứng suất trong nội bộ nền đất bị phá vỡ, làm cho đất bị chuyển dịch ngang. Để nắm chắc tình hình phát sinh và phát triển chuyển dịch ngang của đất ở tầng sâu bên ngoài hố móng, nắm vững lượng chuyển dịch cuối cùng của nền đất, nhờ đó có thể phán đoán được tính ổn định của hệ quây giữ cũng như của các công trình ở xung quanh nên phải đặc biệt bố trí nội dung quan trắc này.

Kết hợp với tình hình cụ thể của các công trình ở xung quanh hố móng để thiết kế bố trí lỗ quan trắc chuyển dịch của nền đất. Độ sâu lỗ quan trắc xác định nên sâu hơn mặt cung trượt phá huỷ ở chân của hệ quây giữ (cụ thể là ở hơi sâu hơn độ sâu của tường ngầm), lấy là 35m. Lỗ quan trắc bố trí ở cách cạnh ngoài của hệ quây giữ khoảng trên dưới 1,5m.

(7) Bố trí lỗ quan trắc mực nước ngầm trong và ngoài hố móng

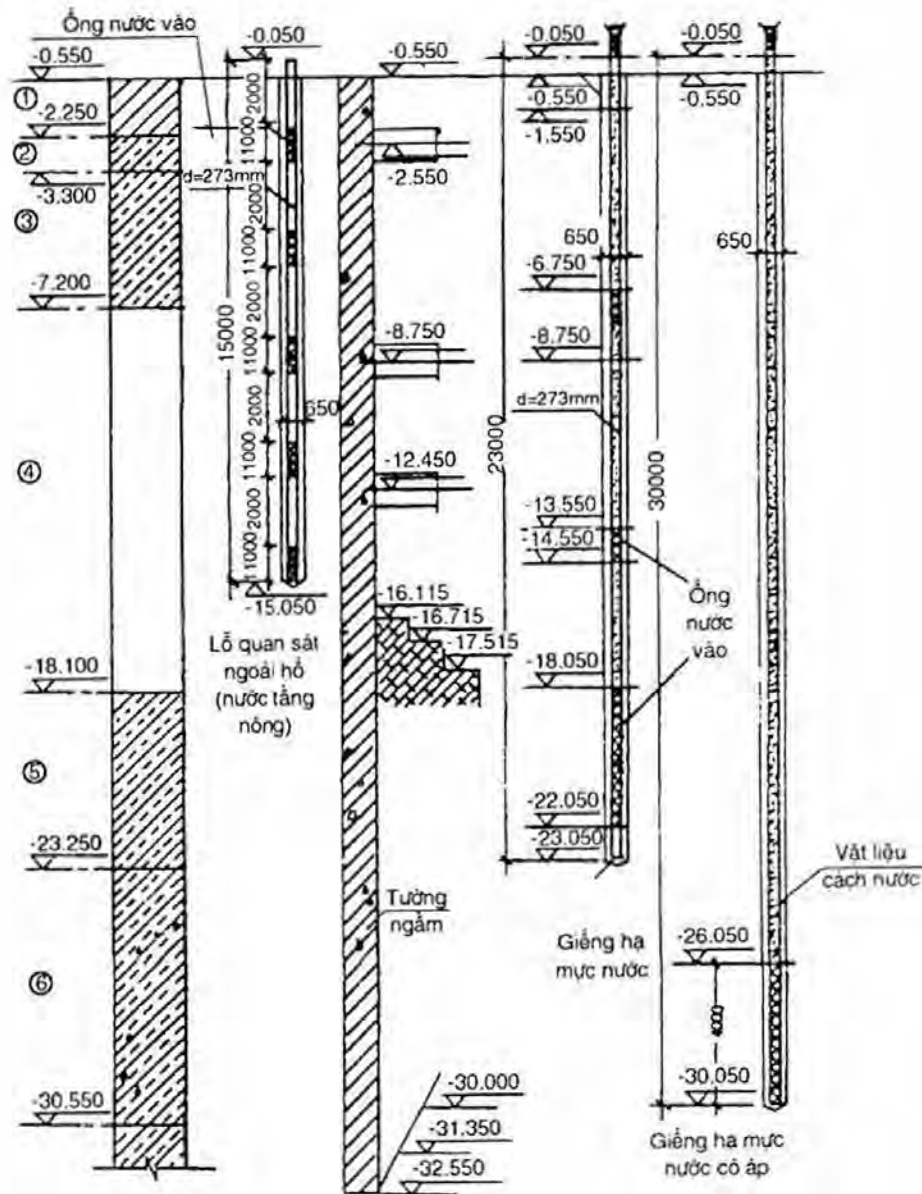
Do hạ mực nước bên trong hố móng, có thể sẽ xuất hiện chênh lệch mực nước giữa trong và ngoài hố móng, theo tài liệu địa chất của công trình này, lớp đất số 3 và 4 tầng trong độ sâu đào hố móng đều có kẹp nhiều lớp mỏng cát bột, tồn tại khả năng xuất hiện cát chảy, do đó, chất lượng cách nước của hệ thống quây giữ sẽ quyết định nhiều đến mức độ ảnh hưởng của công trình hố móng tới các công trình ở xung quanh; tăng cường quan trắc và phân tích động thái của nước ngầm trong và ngoài hố móng sẽ có ý nghĩa vô cùng quan trọng đối với việc nhận định khả năng cách nước của kết cấu quây giữ, phân tích mức độ liên hệ của nước ngầm trong và ngoài hố móng, giảm bớt ảnh hưởng của việc thi công hố móng đối với lún của khối đất ở xung quanh.

Căn cứ vào tình hình cụ thể và điều kiện địa chất ở hiện trường, đã bố trí các lỗ quan sát mực nước ngầm ở xung quanh hố móng, khoảng cách lỗ là 50m, độ sâu của lỗ quan sát mực nước ngầm trong và ngoài hố móng phải tới mức để lộ ra được tầng ngậm nước chủ yếu trong độ sâu hố đào, trong đó, bên ngoài lớp đất có tính thấm nước tương đối mạnh. Tình hình chi tiết về bố trí lỗ quan trắc mực nước xem hình 12.18.

(8) Bố trí điểm quan trắc ứng suất cốt thép và bêtông

Để nắm vững mức độ chịu lực và tình hình biến chuyển của cốt thép kết cấu trong tường ngầm và bêtông thanh chống, phòng ngừa chịu lực không đều hoặc tiếp cận với cường độ giới hạn của thiết kế, phải lựa chọn những chỗ chịu lực tập trung, cho thiết bị đo ứng suất cốt thép và đo ứng suất bêtông hàn chặt với cốt kết cấu của tường ngầm hoặc trong bêtông của thanh chống.

Căn cứ vào quy mô của hố móng này, quan trắc ứng suất cốt thép trong tường ngầm, bố trí những mặt cắt quan trắc trên các đoạn móng quan trắc đã lựa chọn, mỗi mặt cắt



Hình 12.18: Sơ đồ kết cấu lỗ hạ mực nước và lỗ quan trắc

bố trí 5 điểm đo, độ sâu lần lượt là 5, 10, 15, 20 và 25m. Ở mỗi độ sâu có hàn 4 đầu đo ứng suất cốt thép, nhằm nắm vững tình hình chịu lực của cốt thép ở các bộ phận trong thân tường.

Để xét đến độ lớn chịu lực và mức độ nguy hiểm của các tầng thanh chống là khác nhau, trong khi đo ứng suất bêtông của các thanh chống, trọng điểm bố trí điểm đo là ở tầng chống thứ hai và thứ ba, nhằm kịp thời phản ánh tình hình chịu lực của thanh chống.

(9) Bố trí điểm đo áp lực đất ở ngoài tường

Để có thể nắm được tường tận quá trình phát sinh và phát triển của áp lực đất chủ động của nền đất ở xung quanh hố móng tác dụng lên tường ngầm, căn cứ vào trạng thái môi trường ở xung quanh hố móng, bố trí các hộp đo áp lực đất ở các mặt cắt quan trắc, mỗi mặt cắt quan trắc lần lượt bố trí 7 điểm quan trắc, độ sâu cụ thể là 3, 6, 9,

12, 15, 20, 25m. Hộp đo áp lực được đặt bằng phương pháp khoan lỗ, vị trí lỗ đặt cách mép ngoài tường ngầm 0,5 - 1m.

(10) Bố trí điểm quan trắc áp lực nước lỗ rỗng bên ngoài tường

Để có thể nắm được động thái biến đổi của áp lực nước lỗ rỗng, phân tích tổng hợp và phán đoán được mức độ ảnh hưởng của việc hạ mức nước trong hố móng và việc đào hố móng đối với môi trường ở xung quanh, cần bố trí hạng mục quan trắc này.

Căn cứ vào đặc trưng hình thái mặt bằng của hố móng đã lựa chọn và bố trí điểm quan trắc theo hai chiều ứng suất lớn nhất ngang và dọc. Độ sâu của điểm đo lấy bằng 1,5 lần độ sâu của hố móng (khoảng 25m). Kết hợp với tài liệu địa chất, đã bố trí 6 đầu đo áp lực nước lỗ rỗng ở các độ sâu khác nhau là 2,5, 5, 10, 19, 24m v.v... nhằm thu được tình hình biến đổi của áp lực nước lỗ rỗng trong phạm vi độ sâu là 25m.

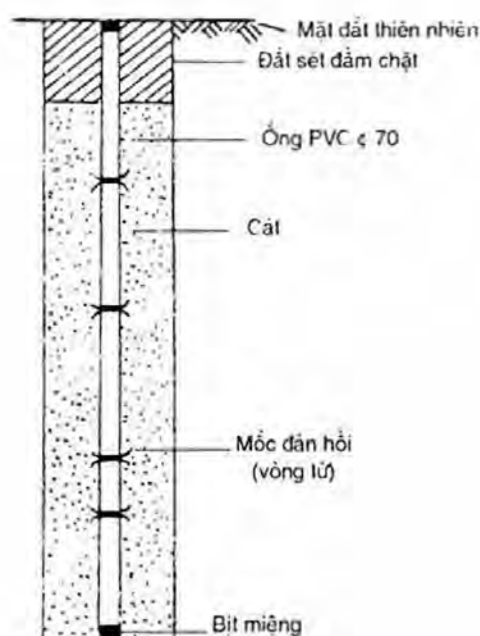
(11) Bố trí điểm đo biến dạng của bản đáy (đài đỡ) của nhà ngầm

Để nắm được đặc trưng biến dạng của bản đáy, đã thực hiện quan trắc biến dạng bản đáy bằng các điểm quan trắc biến dạng ở các vị trí khác nhau sau khi đổ xong bêtông. Thấy rằng, chỗ bản đáy bị biến dạng lớn nhất phần nhiều là ở vào mép biên của các mảng phân đoạn khi đổ bêtông, nên điểm đo chủ yếu là đặt ở các mép biên, khoảng cách giữa các điểm đo là từ 15 - 20m, đồng thời cũng có chiếu cố thích đáng đến việc quan trắc biến dạng ở các vùng giữa của các mảng bản đáy.

(12) Bố trí điểm đo đàn hồi của nền đất bên trong hố móng

Việc đào đất trong hố móng dẫn đến chuyển vị đàn hồi của đất đáy hố, đồng thời, lại do chuyển vị ngang ở dưới đáy của kết cấu quây giữ lớn quá hoặc biến dạng trượt của đất quanh đầu dưới của kết cấu quây giữ đều có thể dẫn đến chuyển vị đàn hồi của nền đất đáy hố. Để có thể biết được lượng đàn hồi và quá trình chuyển dịch của đáy hố, phán đoán tính ổn định của kết cấu quây giữ và của môi trường xung quanh từ đó kịp thời đề ra được các biện pháp bảo vệ, căn cứ vào đặc điểm hình dạng của hố móng, đã bố trí các điểm quan trắc đàn hồi ở giữa hố móng và ở bên ngoài hố móng, cách hố móng, bằng khoảng 1/4 bề rộng của hố móng. Độ sâu của điểm lấy bằng 1,5 lần độ sâu hố móng (khoảng 25m). Mỗi điểm đều có đặt các mặt cắt quan trắc ở các độ sâu khác nhau, tức là đo được lượng đàn hồi của lớp đất ở các độ sâu khác nhau.

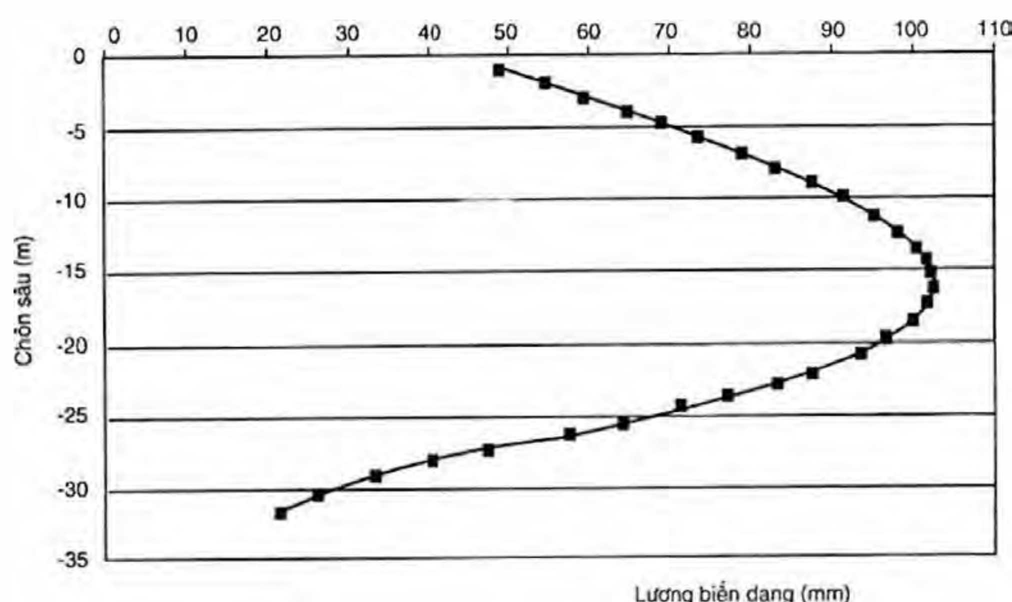
Chôn dụng cụ đo bằng phương pháp khoan lỗ, đặt các mốc đàn hồi (vòng từ) chụp vào ống PVC theo độ sâu thiết kế nói trên rồi hạ xuống lỗ, dùng cát vàng lấp chặt, cách chôn cụ thể xem hình 12.19.



Hình 12.19: Sơ đồ chôn dụng cụ đo lún theo phân tầng

5. Chỉnh lí số liệu quan trắc và tin học hoá thi công

Bằng các biện pháp quan trắc nói trên, có thể kịp thời nhận được những thông tin hữu quan trong quá trình thi công, kịp thời rút ra những vấn đề cần thiết trong việc chỉ đạo các bước thi công tiếp theo. Ví dụ, sau khi nhận được số liệu chuyển vị của thân tường ngầm ở lỗ đo nghiêng số A4 tại cạnh phía đông, trong thời gian đầu của việc đào hố móng đã vượt quá trị số cảnh báo, đơn vị thi công và cán bộ kĩ thuật ở hiện trường căn cứ vào tài liệu quan trắc, thông qua việc điều chỉnh phương án thi công và các biện pháp gia cố để tăng cường độ cứng tổng thể của bản thân kết cấu quây giữ, mới có thể làm cho thi công hố móng được tiếp tục thực hiện, nhưng chuyển vị lớn nhất cuối cùng của điểm này đã đến trên 100mm (xem hình 12.20).

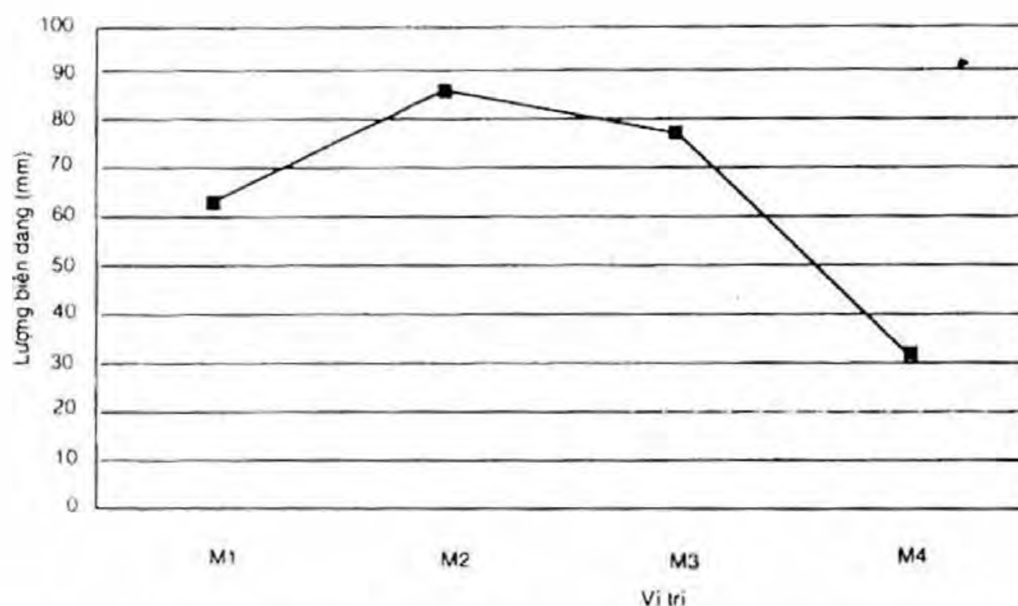


Hình 12.20: *Đường cong biến dạng thực đo ở điểm A4*

Ghi chú: *Trong hình là trị biến dạng thực đo ở điểm A4 vào ngày 4 tháng 1 năm 1998 (chuyển dịch lớn nhất là 102,74mm).*

Đường dẫn khí đốt trên đường đi ở cạnh này cũng đã bị chuyển dịch nghiêm trọng quá mức (hình 12.21), sau khi được đơn vị quan trắc cảnh báo nhiều lần, bên thi công đã áp dụng các biện pháp bảo vệ mạnh mẽ, bảo đảm đường dẫn khí đốt vẫn được an toàn.

Với các số liệu thực đo ở hiện trường, qua những phân tích tính toán cần thiết, thường dùng các hình thức thể hiện trực quan (như biểu bảng, đồ thị v. v...) để thể hiện rõ các trị số và tốc độ biến đổi của các chỉ tiêu phải đo, cung cấp cho các cán bộ thiết kế thi công hữu quan xử lí và sử dụng.



Hình 12.21: Đường cong biến dạng lún của đường ống khí đốt

Ghi chú: Trong hình là trị biến dạng lún thực đo tại các điểm từ M1 đến M4 vào ngày 4 tháng 5 năm 1998 (64,1; 86,5; 76,5; 31,4).

Ví dụ 2. Sự cố công trình lân cận hố móng TNEC (theo [40])

Xem từ trang 260 đến 267 của cùng tác giả cuốn "*Xây dựng công trình ngầm đô thị theo phương pháp đào mở*". Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội - 2006.

PHỤ LỤC

CHỈ DẪN SỬ DỤNG PHẦN MỀM ĐỊA KĨ THUẬT PLAXIS TÍNH TOÁN CÔNG TRÌNH TRONG ĐẤT

1. Phạm vi áp dụng

Chỉ dẫn này nêu những vấn đề cơ bản về khả năng giải quyết bài toán địa kĩ thuật và quy trình tiến hành tính toán kết cấu công trình nằm trong đất, dưới đây gọi chung là công trình ngầm ở vùng đô thị, bằng chương trình phần mềm PLAXIS (Hà Lan). Cấu trúc của chương trình PLAXIS và cách sử dụng xem mục A của phụ lục này.

2. Những nguyên tắc cơ bản

2.1. Việc sử dụng PLAXIS để tính toán công trình ngầm được tuân theo các chỉ dẫn chung về tính toán kết cấu công trình ngầm.

2.2. Khả năng áp dụng của chương trình

Ứng dụng chương trình vào các bài toán về mái dốc, hố đào, hầm (tunnel) cho người đi bộ, đường hầm giao thông, đường hào kĩ thuật (collector), đường tầu điện ngầm và các dạng công trình ngầm khác.

Chương trình PLAXIS cho phép xác định trạng thái ứng suất - biến dạng của bản thân kết cấu (vỏ công trình ngầm và các phần tử khác liên quan), đất nền xung quanh và các quá trình tương tác giữa đất nền, kết cấu bên trên và kết cấu công trình ngầm.

Chương trình PLAXIS có thể tính toán cho các dạng bài toán sau:

- Bài toán phẳng 2D;

- Bài toán đối xứng trục;

- Bài toán không gian 3D dùng cho việc mô tả trạng thái ứng suất biến dạng trong các giai đoạn thi công thực tế theo không gian kể cả các phương pháp thi công hiện đại (như các phương pháp đào ngầm).

- Các mô hình đất nền đa dạng có kể đến quá trình thoát nước, không thoát nước, cố kết và từ biến. Mô tả được sự hình thành các khe nứt giữa đất và kết cấu trong quá trình làm việc nhờ phần tử tiếp xúc.

- Bài toán động (đóng cọc, động đất và các dạng tải có chu kì khác) dùng cho bài toán phẳng.

2.3. Các mô hình nền được mô phỏng trong PLAXIS đã được thiết lập sẵn trong phần mềm này. Trong PLAXIS có các mô hình đất nền và mô hình kết cấu có dạng như sau:

a) Mô hình kết cấu

Phần tử dầm (beam)

- Phần tử này tương tự phần tử kết cấu dầm trong các công trình tính kết cấu phần thân công trình quen thuộc như SAP, STAADIII, ...

- Phần tử này xem quan hệ ứng suất biến dạng là đàn hồi tuyến tính.

- Kết quả đưa ra nội lực ở dạng trị số và biểu đồ: mômen, lực cắt, lực dọc, các loại chuyển vị theo các phương.

Phần tử neo hoặc thanh (node to node):

- Phần tử này dùng để mô phỏng sự làm việc của neo trong đất hoặc thanh chống của tường hố móng.

- Mô hình làm việc dạng thanh kéo/nén dọc trục.

- Kết quả đưa ra là các giá trị lực dọc và chuyển vị theo các phương.

Phần tử vải địa kĩ thuật (geotextile):

- Đây là loại vật liệu làm cốt đất để phục vụ gia cố nền.

- Mô hình làm việc kéo dọc trục.

Phần tử tường và hầm (diaphragm walls', tunnel):

- Phần tử này mô phỏng được quá trình thi công tường/hầm ngầm theo phương pháp đào mở hoặc đào ngầm.

- Phần tử này cho phép tính toán kết cấu tường vỏ hầm dạng hình tròn/chữ nhật hoặc tổ hợp của các dạng hình học khác kể cả cung tròn.

- Kết quả đưa ra tương tự dạng phần tử dầm.

b) Mô hình đất nền:

Đàn hồi tuyến tính:

- Đồng nhất, đẳng hướng;

Đàn hồi – dẻo:

- Mô hình Mohr - Coulomb;

- Quan hệ ứng suất biến dạng là đường đàn dẻo tuyệt đối.

Trạng thái tới hạn dùng cho đất sét yếu:

- Mô hình ở đây là Cam clay có kể tới từ biến;

Từ biến của đất yếu:

- Mô hình này cho phép kể đến quá trình lún thứ cấp của đất yếu.

Tái bền:

- Đây là mô hình cho phép mô tả quan hệ ứng suất biến dạng của đất theo đường hyperbol.

Các đặc trưng và thông số sử dụng trong các mô hình này có thể xem mục B của phụ lục này.

2.3. Độ chính xác của lời giải theo PTHH phụ thuộc trực tiếp vào cách sử dụng kiểu PTHH. PLAXIS cung cấp đủ các dạng phần tử để đưa ra lời giải với độ chính xác cao cho hầu hết các bài toán địa kĩ thuật. Các phần tử một, hai và ba chiều có thể kết hợp với phần tử tiếp xúc để giải các bài toán tương tác kết cấu - đất.

Các phần tử 1 chiều (dùng cho bài toán biến dạng phẳng):

- Dầm 3 nút;

- Dầm 6 nút;

Các phần tử 2 chiều (dùng cho bài toán biến dạng phẳng và đối xứng trục):

- Tam giác 6 nút;

- Tam giác 15 nút;

- Tam giác khối 15 nút;

Phần tử chuyển tiếp:

- Phần tử chuyển tiếp 6 nút;

Chi tiết của các kiểu phần tử trên được cho trong mục C, còn các MENU thì xem ở mục D của phụ lục này.

2.4. Các bước tiến hành

a) Xác định tên dự án, các thông tin về dự án, mặt cắt địa chất và sơ đồ tính toán của bài toán, mô hình và các dạng phần tử cần sử dụng, các tải trọng tác động.

b) Vào các thông số hình học

- Tạo dự án mới;

- Tạo sơ đồ hình học;

- Nhập các đặc trưng cơ lí của vật liệu;

- Nhập các điều kiện biên, các tải trọng tác động.

c) Thiết lập các điều kiện ban đầu của bài toán

- Tạo ứng suất nền ở trạng thái ban đầu của hiện trường;

- Tạo áp lực nước lỗ rỗng ở trạng thái ban đầu (nếu có).

d) Tự sinh lưới PTHH

e) Thiết lập các giai đoạn cần tính toán

- Tạo các phần tử cần bỏ hoặc thêm để mô phỏng công trình, các tải trọng hay các thay đổi của đặc trưng vật liệu trong các giai đoạn cần tính;

- Chọn các giai đoạn cần tính toán và các điểm cần xem xét.

f) Chạy chương trình tính toán

g) Thể hiện các thông số đầu ra và kiểm tra theo yêu cầu

2.5. Sơ đồ hình học được vẽ một cách trực tiếp trên cửa sổ đồ hoạ sử dụng bàn phím hoặc chuột

Việc tự sinh lưới phần tử cho phép người sử dụng tự động tạo ra một số lớn các phần tử từ sơ đồ hình học ban đầu. Để tính toán chính xác tại một vị trí nào đó cần thực hiện chia nhỏ các phần tử tại vị trí đó.

Có 5 cách tư sinh lưới phần tử:

- Rất thô: Có thể tự sinh 50 phần tử;

- Thô: Có thể tự sinh 100 phần tử;

- Trung bình: có thể tự sinh 250 phần tử;

- Mịn: Có thể tự sinh 500 phần tử;

- Rất mịn: Có thể tự sinh 1000 phần tử.

2.6. Các số liệu đầu vào bao gồm:

- Đặc trưng của vật liệu;

- Tải trọng tác động;

- Điều kiện thoát nước;

- Trạng thái ứng suất trong nền ở trạng thái ban đầu;

- Trạng thái áp lực nước lỗ rỗng ở trạng thái ban đầu;

- Các điều kiện chuyển vị;

- Quá trình thi công thể hiện qua các giai đoạn tính.

2.7. Việc lựa chọn các mô hình ứng xử của đất phải dựa trên các số liệu thí nghiệm trong phòng hoặc hiện trường đã có sao cho phù hợp với bài toán trong thực tế.

2.8. Điều kiện biên về chuyển vị có thể tạo ra cho các nút và cạnh của các phần tử trong lưới. Các điều kiện biên về chuyển vị sau có thể được áp dụng:

- Chuyển vị theo phương ngang X;

- Chuyển vị theo phương đứng Y;

- Chuyển vị xoay (trong mặt phẳng X-Y);

- Chuyển vị cưỡng bức.

2.9. Điều kiện biên về áp lực nước lỗ rỗng có thể áp dụng cho các vùng đất nền khác nhau. Điều này có thể tạo ra dạng thoát nước hay không thoát nước của các vùng tương ứng. Các áp lực nước lỗ rỗng có thể được thiết lập cho các vùng đất nền ở các giai đoạn tính khác nhau theo kết quả quan trắc trong quá trình thi công.

2.10. Các dạng tải trọng sử dụng trong PLAXIS là lực dọc, lực cắt thể hiện thành lực tập trung, lực phân bố và lực gia tải trước trong các phần tử dầm mô phỏng thanh chống hoặc neo có gia tải. Các tải trọng và hệ số phải tuân theo những quy định trong chỉ dẫn tính toán tải trọng cho từng loại công trình cụ thể (vĩnh viễn hay tạm thời...).

2.11. Các quá trình thi công đào đất được mô phỏng trong PLAXIS bằng cách kích hoạt hoặc không kích hoạt các phần tử theo các bước số gia thời gian ứng với tiến độ và quá trình thi công.

2.12. Các số liệu đầu ra sau khi tính toán gồm có:

- Các dạng ứng suất;
- Các trạng thái biến dạng thể hiện bằng lưới biến dạng;
- Các dạng áp lực nước lỗ rỗng;
- Chú giải cho tất cả các hình vẽ;
- Định dạng, đưa ra dạng bảng các số liệu đầu ra.

Đầu ra từ chương trình tính toán bao gồm các chuyển vị theo cac phương, ứng suất hữu hiệu, biến dạng, áp lực lỗ rỗng...

2.13. Các số liệu đầu ra có thể được thể hiện thành các biểu đồ hay thành dạng bảng và có thể xuất ra máy in.

2.14. Sử dụng các số liệu về biến dạng bao gồm các chuyển vị ngang và lún tại điểm cần xem xét để đánh giá mức độ ổn định theo chỉ dẫn tính toán chung cho công trình hố móng hoặc công trình ngầm nói chung.

2.15. Sử dụng các số liệu về ứng suất bao gồm các ứng suất lệch và các ứng suất chính để tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất theo chỉ dẫn tính toán chung cho công trình ngầm.

2.16. Có thể đánh giá hệ số an toàn cho các bài toán về khối đất hay hố đào bằng cách sử dụng mục "c-phi reduction" trong môđun tính toán, sau đó dùng môđun vẽ đồ thị để thể hiện số liệu tính.

A. CẤU TRÚC CỦA CHƯƠNG TRÌNH PLAXIS

Chương trình PLAXIS gồm các môđun chính sau:

- Môđun đầu vào (Input);
- Môđun tính toán (Calculations);
- Môđun đầu ra (Output);
- Môđun vẽ đồ thị (Curves).

Trong các môđun thành phần khác nằm trong các môđun chính:

- Môđun tự sinh lưới PTHH;
- Môđun tính toán biến dạng (dẻo, cố kết, lưới cập nhật);
- Môđun thể hiện ra màn hình quá trình tính toán biến dạng;
- Môđun phân tích tính toán theo phương pháp PTHH;
- Môđun động.

A.1. Môđun đầu vào (Input)

Môđun này được sử dụng để tạo ra các số liệu đầu vào cho môđun tính toán. Nó cho phép người sử dụng tạo ra lưới PTHH, xác định các thông số cơ lí của đất, thiết lập các điều kiện hiện trường, tải trọng, mô phỏng các giai đoạn thi công, các kết quả quan trắc địa kĩ thuật...

A.2. Môđun tính toán (Calculations)

Môđun này dùng để thực hiện các quá trình tính toán theo các giai đoạn thi công. Các kết quả tính toán được dùng làm đầu vào của môđun Output.

A.3. Các môđun đầu ra (Output)

Môđun này thực hiện tính toán để thể hiện các biểu đồ, các đường đồng mức, các thành phần ứng suất - biến dạng của đất nền và nội lực của các phần tử kết cấu như mômen, lực cắt, lực dọc, biến dạng... các kết quả tính toán cũng có thể được thể hiện theo dạng các bảng số liệu và có thể chuyển sang các phần mềm khác để in ấn.

A.4. Môđun vẽ đồ thị (Curves)

Môđun này dùng để chuyển đổi các kết quả tính toán được từ môđun tính toán sang dạng đồ thị để xem xét đánh giá.

B. CÁC MÔ HÌNH VÀ THÔNG SỐ TRONG PLAXIS

B.1. Mô hình đàn hồi tuyến tính

Các mô hình này tuân theo định luật Hook về đàn hồi tuyến tính đẳng hướng. Các thông số đầu vào gồm môđun đàn hồi E, hệ số Poisson v. Mô hình này sử dụng rất hạn chế trong việc mô phỏng các ứng xử của đất. Nó chỉ được dùng chủ yếu để mô phỏng các khối kết cấu cứng trong đất.

B.2. Mô hình Morh – Coulomb

Đây là một mô hình nổi tiếng thường dùng để tính toán gần đúng các ứng xử ở giai đoạn đầu của đất. Các thông số đầu vào của mô hình này là:

E	Môđun đàn hồi của vật liệu (kN/m^2)
ν	Hệ số Poisson
φ	Góc ma sát trong (^{o})
c	Cường độ kháng cắt của vật liệu (kN/m^2)
ψ	Góc dãn nở của vật liệu (^{o})
$E_{increment}$	Số gia môđun đàn hồi theo chiều sâu (kN/m^3)
y^{ref}	Độ sâu bắt đầu xuất hiện lớp vật liệu (m)
$c_{increment}$	Số gia cường độ kháng cắt của vật liệu theo chiều sâu (kN/m^2)

B.3. Môđun tái bền của đất (Hardening Soil)

Đây là mô hình đàn dẻo tuân theo quy luật hyperbol. Mô hình này yêu cầu: môđun biến dạng thứ cấp E_{50} để mô phỏng các ứng xử của cát, sỏi và sét quá cố kết. Các thông số đầu vào bao gồm:

E_{50}^{ref}	Độ cứng thứ cấp trong thí nghiệm 3 trục có thoát nước (kN/m^2)
E_{oed}^{ref}	Độ cứng trong thí nghiệm 1 trục (kN/m^2)
E_{ur}^{ref}	Độ cứng khi gia tải/dỡ tải (kN/m^2)
m	Năng lượng tại mức ứng suất phụ thuộc vào độ cứng
ν_{ur}	Hệ số poisson khi gia tải/dỡ tải
φ	Góc ma sát trong (^{o})
c	Cường độ kháng cắt của vật liệu (kN/m^2)

ψ	Góc dãn nở của vật liệu (^{o})
K_0^{NC}	K_o ở điều kiện cố kết bình thường
p^{ref}	ứng suất tham chiếu của độ cứng (kN/m^2)
R_f	Hệ số phá hoại = q_f/q_a
$\sigma_{tension}$	Cường độ chịu kéo (kN/m^2)
$c_{increment}$	Số gia cường độ kháng cắt của vật liệu theo chiều sâu (kN/m^2)

B.4. Mô hình cho đất yếu (Soft soil)

Đây là dạng mô hình Cam - Clay dùng để mô phỏng các ứng xử của đất yếu như sét cố kết bình thường và than bùn. Để sử dụng mô hình này cần có các hiểu biết tốt về điều kiện chịu nén ban đầu của đất. Các thông số đầu vào của mô hình gồm:

k*	Chỉ số trương nở đã hiệu chỉnh
λ*	Chỉ số nén đã hiệu chỉnh
φ	Góc ma sát trong (^{o})
c	Cường độ kháng cắt của vật liệu (kN/m^2)
ψ	Góc dãn nở của vật liệu (^{o})
ν_{ur}	Hệ số Poisson khi gia tải/dỡ tải
K_0^{NC}	Hệ số tương quan $\sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}$ ở điều kiện cố kết bình thường
M	Hệ số liên quan K_0^{NC}

B.5. Mô hình đất yếu có kể tới từ biến (Soft soil creep)

Đây là mô hình của đất yếu có kể tới yếu tố nhớt. Mô hình này được sử dụng để mô phỏng các ứng xử của đất yếu theo thời gian. Các thông số đầu vào của mô hình này bao gồm:

k*	Chỉ số trương nở đã hiệu chỉnh
λ*	Chỉ số nén đã hiệu chỉnh
μ*	Chỉ số từ biến đã hiệu chỉnh
φ	Góc ma sát trong (^{o})
c	Cường độ kháng cắt của vật liệu (kN/m^2)
ψ	Góc dãn nở của vật liệu (^{o})
ν_{ur}	Hệ số Poisson khi gia tải/dỡ tải
K_0^{NC}	Hệ số tương quan $\sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}$ ở điều kiện cố kết bình thường
M	Hệ số liên quan K_0^{NC}

C. CÁC KIỂU PHẦN TỬ TRONG PLAXIS

TT	Kiểu phần tử	Mô tả
1		Phần tử tam giác 6 nút sử dụng trong bài toán biến dạng phẳng thoát nước hay không thoát nước.
2		Phần tử tam giác 15 nut sử dụng cho bài toán biến dạng phẳng có độ chính xác cao và bài toán đối xứng trục.
3		Phần tử dạng nêm 15 nút sử dụng cho các bài toán đối xứng trục.
4	• node x stress point	Các phần tử beam 3 nút và 6 nút sử dụng để mô phỏng các kết cấu. Các phần tử này sử dụng lí thuyết của Mindlin cho phép chịu biến dạng uốn do mômen và lực cắt gây ra.

D. CÁC MENU TRONG MÔĐUN PRE PROCESSOR VÀ POST PROCESSOR TRONG PLAXIS

PLAXIS là một phần mềm PTHH đặc biệt dành cho việc tính toán biến dạng và ổn định của các công trình địa kĩ thuật. Các bài toán địa kĩ thuật yêu cầu tiến tới xây dựng các mô hình và mô phỏng ứng xử theo thời gian của các loại đất. Do đất là vật liệu nhiều pha, các quá trình đặc biệt yêu cầu phải giải quyết cùng với áp lực nước lỗ rỗng thuỷ tĩnh và không phải thuỷ tĩnh trong đất. Mặc dù bản thân việc mô hình hoá đất là một vấn đề rất quan trọng, nhiều công trình địa kĩ thuật liên quan tới việc mô hình hoá các kết cấu và các tương tác giữa kết cấu và đất. PLAXIS được trang bị các tính năng đặc biệt để giải quyết một số khía cạnh của các kết cấu địa kĩ thuật phức tạp. Các tính năng quan trọng của 3 môđun chính trong PLAXIS được cho sau đây:

D.1. Môđun Input

**Graphical input & Geometry model:** Đầu vào gồm các lớp đất, các kết cấu, các giai đoạn thi công, các tải trọng và các điều kiện biên trên cơ sở các tiện ích vẽ (CAD). Các tiện ích này cho phép mô hình hoá một cách chi tiết và chính xác trạng thái thực tế cần đạt được. Từ các mô hình hình học này, các lưới PTHH được tự động sinh ra.

**Automatic mesh generation:** PLAXIS cho phép tự động toàn bộ sinh ra các lưới PTHH phi cấu trúc với các lựa chọn làm mịn lưới tổng thể hay cục bộ. Những lưới này có thể chứa đựng hàng ngàn phần tử.

High-Order elemnets: Các phần tử có bậc cao được cho để làm mịn sự phân bố các ứng suất trong đất và dự đoán chính xác các tải trọng phá hoại. Bổ sung cho các phần tử tam giác 6 nút là các phần tử tam giác biến dạng khối 15 nút có thể thực hiện tương đối tốt trong bài toán đối xứng trục.

**Beams:** Các phần tử dầm đặc biệt được dùng để mô hình hoá sự uốn của tường chắn, các lớp vỏ tunnel và các kết cấu khác có độ mảnh. Sự ứng xử của các phần tử này được xác định theo độ cứng kháng uốn, độ cứng kháng nén và mômen cực hạn. Một khớp dẻo có thể hình thành các phần tử dầm đàn dẻo và mômen cực hạn cũng có thể thay đổi. Các phần tử dầm cũng có thể kết hợp với các phần tử tiếp xúc để thể hiện chính xác hơn các tính toán cho các kết cấu địa kĩ thuật.

 **Beam hinges:** Dầm có liên kết khớp là một dầm liên tục cho phép có các chuyển vị xoay tại các điểm liên kết. Dầm có khớp có thể được sử dụng để tạo các mối nối tại các đầu dầm có chuyển vị xoay tự do.

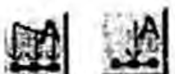
 **Interfaces:** Những phần tử liên kết sử dụng trong tính toán có liên quan tới tương tác đất - kết cấu. Chúng có thể được sử dụng để mô phỏng các vùng có chiều dày nhỏ của các vật liệu chịu cắt tại các điểm tiếp xúc của móng, cọc, vải địa kĩ thuật, tường chắn... Các giá trị của góc ma sát tiếp xúc và lực bám có thể được sử dụng cho các phần tử này.

 **Anchor:** Các phần tử lò xo đàn dẻo được sử dụng để mô hình hoá các neo và thanh chống, ứng xử của những phần tử dạng này được xác định bằng độ cứng kháng nén và lực nén cực đại. Một lựa chọn đặc biệt cho sẵn để tính toán các neo (neo đất) và các hệ kết cấu chống đỡ hố đào có gia tải trước.

 **Geotextiles:** Vải và lưới địa kĩ thuật thường được sử dụng trong thực tế để thi công gia cố các đê đập hoặc các kết cấu đất dạng tường chắn. Chúng có thể được mô phỏng trong PLAXIS bằng cách sử dụng các phần tử chịu kéo đặc biệt. Người ta thường kết hợp các phần tử này với các phần tử tiếp xúc để mô hình hoá tương tác của nền đất xung quanh.

 **Tunnels:** PLAXIS có một mục rất thuận tiện để tạo ra các tunnel hình tròn và không phải hình tròn bằng các vòm. Các phần tử dầm và phần tử tiếp xúc có thể được thêm vào để mô hình hoá lớp vỏ tunnel và các tương tác với đất nền xung quanh. Các phần tử đẳng hướng hoàn toàn được sử dụng để mô hình hoá các biên cong trong lưới. Các phương pháp thực tiễn khác nhau được bổ sung trong tính toán các biến dạng xảy ra do quá trình thi công tunnel hay hố đào.

 **Boundary conditions:** Các điều kiện bao gồm các liên kết ngàm có chuyển vị cho trước bằng 0. Những điều kiện biên này được áp dụng cho các đường cũng như các điểm hình học theo phương x và y. Các chuyển vị cưỡng bức là các điều kiện biên đặc biệt có thể áp dụng cho các đường hình học để kiểm soát các chuyển dịch của những đường này. Một mục đặc biệt có sẵn để áp dụng các điều kiện biên tiêu chuẩn cho hầu hết các trường hợp.

 **Loads:** Có 2 hệ tải trọng độc lập với nhau có thể được sử dụng cho các tải trọng tập trung và tải phân bố. Tải trọng tập trung có thể được áp dụng cho các điểm hình học còn tải trọng phân bố áp dụng được cho các đường hình học và chỉ giới hạn trong các biên hình học.

 **Material set database:** Các đặc trưng vật liệu của đất cũng như các phần tử kết cấu được đưa vào cơ sở dữ liệu của bài toán. Các tập hợp số liệu về vật liệu của bài toán có thể được copy vào cơ sở dữ liệu tổng để sử dụng trong một bài toán khác. Có các mô hình ứng xử của đất như sau:

- Mô hình Morh - Coulomb: Là một mô hình phi tuyến đơn giản trên cơ sở các thông số đất được biết trong hầu hết các trường hợp. Không phải toàn bộ phần phi tuyến của ứng xử của đất được xem xét trong mô hình này. Mô hình Mohr - Coulomb có thể được sử dụng để tính các tải trọng cực hạn cho các móng tròn, các cọc ngắn... Nó cũng có thể được sử dụng để tính toán hệ số an toàn sử dụng phương pháp "phi-c reduction".

- Mô hình Soft Soil: Dùng để tính toán chính xác ứng xử nén theo đường logarit của các loại đất yếu cố kết bình thường. Đây là một dạng mô hình Cam - Clay.

- Mô hình Soft Soil Creep: là một mô hình cải tiến của mô hình Soft Soil có kể tới quá trình nén thứ cấp (từ biến).

- Mô hình Hardening Soil: Dùng cho các loại đất cứng hơn như các loại sét quá cố kết và cát. Đây là một dạng của mô hình đàn dẻo theo quan hệ đường hyperbol.

 **Steady state pore pressure:** Cho phép tự sinh hai áp lực nước lỗ rỗng ở trạng thái ổn định theo hai phương án khác nhau.

- *Ground flow analysis*: dùng để tự sinh sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng phức tạp trên cơ sở tính toán các dòng nước dưới đất 2 chiều.

- *Phreatic lines*: Là một phương pháp tính sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng đơn giản trên cơ sở đường thuỷ tĩnh. Các đường thuỷ tĩnh khác nhau có thể được áp dụng cho các lớp đất khác nhau. Áp lực nước lỗ rỗng có thể được cộng thêm từ các áp lực nước lỗ rỗng của các lớp đất lân cận.

Excess pore pressures: PLAXIS phân biệt giữa đất thoát nước và không thoát nước để mô hình hoá các loại cát có khả năng thấm cũng như hầu hết các loại sét không có khả năng thấm. Áp lực nước lỗ rỗng dư được tính toán trong phần tính toán dẻo khi các lớp đất không thoát nước phải chịu tải trọng. Trường hợp gia tải không thoát nước thường được sử dụng để tính ổn định của các kết cấu địa kĩ thuật. Trong trường hợp mất ổn định, giai đoạn cố kết tức thời phải được kể vào tính toán để làm giảm áp lực nước lỗ rỗng.

Initial stress generation: Trong PLAXIS, các ứng suất ban đầu có thể tự sinh bằng cách chỉ định K_0 hay sử dụng chức năng Gravity loading. Đối với các mô hình dạng Cam - Clay, có thể tự sinh áp lực tiền cố kết theo OCR (hệ số quá cố kết) hay POP (áp lực tiền cố kết).

D.2. Môđun tính toán (calcultaions)

Chương trình tính toán chỉ xem xét tới tính toán biến dạng và phân biệt giữa tính toán dẻo, tính toán cố kết và tính toán theo lưới cập nhật. Trong mỗi bài toán, một vài giai đoạn tính toán có thể được chỉ định trước.

Plastic calculation: Trong tính toán theo dạng này, các hệ số tải trọng được sử dụng để kích hoạt các thành phần sau: các tải trọng cho trước (tải trọng tập trung, tải trọng phân bố), các chuyển vị cưỡng bức, trọng lượng đất và các hao hụt (đối với việc mô phỏng quá trình đào tunnel bằng khiên). Đây là một tính năng quan trọng trong việc mô phỏng quá trình thi công.

Staged construction: Có thể mô phỏng quá trình thi công và quá trình đào bằng cách kích hoạt hay không kích hoạt các vùng phần tử. Quá trình này cho phép xem xét các ứng suất và chuyển dịch do một quá trình nào đó gây ra chẳng hạn như trong việc thi công một đập đất hoặc một hố đào cho tầng hầm sâu. Mục Staged construction cũng được sử dụng để kích hoạt những thay đổi sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng.

Consolidation: Sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư theo thời gian có thể được tính toán trong phân tích cố kết. Tính toán cố kết yêu cầu các thông số đầu vào là các hệ số thấm trong các lớp đất khác nhau. Các bước thời gian được tự động đưa vào trong tính toán đơn giản và dễ thực hiện.

Updated Lagrangian analysis: Sử dụng mục này để lưới PTHH được tự động cập nhật trong quá trình tính toán. Trong một vài trường hợp, biến dạng nhỏ thông thường có thể cho những thay đổi lớn về mặt hình học. Khi đó để tính toán chính xác hơn cần sử dụng tính toán lưới cập nhật Lagrangian được cho ở mục Updated Mesh của PLAXIS.

Safety factors: các hệ số an toàn thường được xác định như là một tỉ số của tải trọng phá hoại với tải trọng làm việc. Định nghĩa này phù hợp với các kết cấu móng nhưng không thích hợp với đê đập và tường cọc cừ. Khi đó một cơ chế phù hợp hơn để xác định hệ số an toàn của đất là sử dụng hệ số giữa cường độ kháng cắt có sẵn với cường độ kháng cắt tối thiểu để cân bằng. Trong PLAXIS hệ số an toàn này được tính toán sử dụng mục "phi-c reduction".

Calculation manager: Trong mục này, một vài bài toán có thể được lựa chọn cho quá trình tính toán tiếp theo. Điều này cho phép tận dụng tính toán trong thời gian rỗi của máy tính và rất hữu ích để nghiên cứu các thông số.

Automatic load stepping: PLAXIS có thể chạy tự động từng bước một và tự động lựa chọn chế độ bước thời gian, điều này tránh cho người sử dụng phải lựa chọn bước thời gian gia tải trong tính toán dẻo và đảm bảo cho quá trình tính toán tiếp theo.

Arc–length control: Tính năng này cho phép tính toán chính xác các tải trọng sập đổ và cơ chế phá hoại xảy ra. Thông thường trong tính toán kiểm soát tải trọng, quá trình tương tác bị phá vỡ ngay khi tải trọng tăng tới tải trọng cực hạn. Với mục

arc-length control các tải trọng tác dụng được tỉ lệ hoá để xem xét tải trọng tới hạn và các tải trọng dư sau đó.

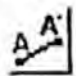
D.3. Môđun Output

Chương trình PLAXIS Post-processor có tính năng đồ hoạ mở rộng để thể hiện các kết quả tính toán được. Các giá trị chính xác của chuyển dịch, ứng suất và nội lực trong kết cấu có thể xem trong các bảng đầu ra. Các đồ thị có thể sử dụng mầu và các bảng này có thể được xuất trực tiếp ra clipboard của Window để đưa vào các chương trình bảng tính, xử lí văn bản hay các phần mềm khác.

Deformation: Đầu ra đồ hoạ của biến dạng gồm có: lưới biến dạng, các chuyển dịch tổng hay chuyển dịch theo giai đoạn, các biến dạng tổng hay theo giai đoạn. Tất cả các đồ thị chuyển dịch và biến dạng có thể xem dưới dạng mũi tên chuyển dịch, các đường đồng mức hay tô mầu.

Stress: Đầu ra đồ hoạ của các ứng suất gồm có: các ứng suất hữu hiệu, các ứng suất tổng, các áp lực lỗ rỗng và áp lực lỗ rỗng dư. Các ứng suất có thể được xem bằng các đường đồng mức hay tô mầu.

Structural forces & displacements: Các đồ thị và các bảng được thể hiện cho các lực dọc, lực cắt, lực kéo và mômen uốn trong các phần tử kết cấu. Các ứng suất và chuyển dịch của phần tử kết cấu cũng có thể được đưa ra xem xét.

**Cross-sections:** Mục này cho phép PLAXIS tạo ra các đồ thị cho tất cả các dạng ứng suất và chuyển dịch ở mỗi mặt cắt ngang hình học cần xem xét.

*Load–dissplacement curves & Stress paths*: Đây là công cụ đặc biệt để vẽ các đường tải trọng - chuyển vị, các đường ứng suất và các biểu đồ ứng suất - biến dạng. Đặc biệt việc hiển thị hình ảnh của các đường ứng suất sẽ cho phép đánh giá từ bên trong sự ứng xử cục bộ của đất và có thể phân tích chi tiết các kết quả do PLAXIS tính toán.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyễn Mạnh Kiểm*. ***Vai trò của hệ thống công trình ngầm trong cải tạo, mở rộng phát triển quy hoạch và hiện đại hoá cơ sở hạ tầng đô thị.*** Tạp chí Xây dựng, số 9 -1998.
2. *Nguyễn Bá Kế*. ***Công trình ngầm đô thị - Quy mô, triển vọng và một số vấn đề kinl tế, kỹ thuật.*** Tạp chí Xây dựng số 3 và 4 - 1998.
3. *Nguyễn Tiến Cường*. ***Vấn đề xây dựng công trình ngầm đô thị ở Việt Nam.*** Tạp ch Xây dựng số Xuân Mậu Dần - 1998.
4. *Nguyễn Tiến Cường, Phạm Quyết Thắng, Nguyễn Việt Tuấn*. ***Vượt ngầm ở các nú giao thông đô thị***. Tạp chí Xây dựng số 8 và 9 - 1998.
5. *Trần Xuân Nam*. ***Công trình phòng thủ dân sự trong hệ thống công trình xây dựng Một số căn cứ và giải pháp***. Tạp chí Xây dựng số 11 - 1998.
6. *Nguyễn Thế Phùng*. ***Công nghệ thi công công trình ngầm bằng phương pháp tườn; trong đất*** - NXB Giao thông Vận tải, Hà Nội - 1998.
7. *Bùi Danh Lưu*. ***Neo trong đất đá***. NXB Giao thông Vận tải, Hà Nội - 1999.
8. *Viện Kỹ thuật công binh*. ***Công nghệ thích hợp thi công công trình ngầm qua đường v collector trong đô thị Việt Nam.*** Báo cáo đề tài cấp Nhà nước RN 01, Hà Nội - 1998.
9. *BS 8081:1984*. ***Neo trong đất***. NXB Xây dựng, Hà Nội - 2001.
10. Nguyễn Bá Kế (biên soạn). ***Hướng dẫn thiết kế và thi công kết cấu chống giữ hố đào Nguyên tắc chung.*** Báo cáo đề tài cấp nhà nước RN01. Viện Khoa học Công nghệ Xâ dựng - 2001.
11. *Nguyễn Việt Tuấn*. ***Dự báo sự chuyển dịch của đất nền xung quanh hố đào*** Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Đại học Xây dựng Hà Nội - 2000.
12. *Đỗ Đình Đức*. ***Thi công hố đào cho tầng hầm nhà cao tầng trong đô thị Việt Nam*** Luận án tiến sỹ kỹ thuật, Đại học Kiến trúc Hà Nội - 2002.
13. *Malcom Puller*. ***Deep excavation: a practical manual***. Thomas Telford, London - 1996.
14. *Kai.S.Wong*. ***Deep excavation in clay.*** Ashort course, Hanoi - 2001.
15. *Lambe.T.W*. ***Braced excavations***. Proc.ASCE speciality Conf. Ithaco. New York - 197((see[13]).

16. *Peck.R.B.* ***Deep Excavations and tunnelling in soft ground.*** Proc. 7th Int. Conf. SMFE, Mexico - 1964. State of the art Volume (see[13]).

17. *ÓRourkeT.D et al.* ***The ground movements related to braced excavation and their influence on adjacent buildings.*** US department of Transport - 1976, DOT - TST 76, T.23 (see[13]).

18. *ÓRourkeT.D.* ***Ground movement caused by braced excavation.*** ASCE J.Geotech. Engng - 1981, 107, Sept (see[13]).

19. *Mana A.I, Clough G.W.* ***Prediction of movement for braced cuts in clay.*** ASCE, J.Geotech. Engng. 1981, 107, June (see[13]).

20. *Bauer G.E.* ***Movement associated with the construction of a deep excavation.*** Proc.3rd. Int.Conf Ground Movements and structures, Cardiff -1984 (see[13]).

21. *Goh, A.T.C.* ***Estimating basal-heave stability for braced excavation in soft clay.*** J.Geotech. Engrg. ASCE - 1994, 120(8).

22. ***Lime and lime cement Coloums - Guide for project planning, construction and inspection.*** SGF Report 4:95E, Swedish Geotechnical society, Linkoping - 1997.

23. ***JST Method - Technical data.*** Sanwa kizai Co.,Ltd.

24. ***Columnar treatment.*** Trevi.XV Italian National convention on geotechnics, Spoleto (Italy) 4-7 - May, 1983.

25. *R.B.J. Brinkgreve & P.A. Vermeer et al.* ***PLAXIS Finite Element code for Soil and Rock analyses. Reference manual.*** A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands - 1998.

26. *Л.В., Маковский.* ***Городские подземные транспортные сооружения.*** Стройиздат, Москва - 1985.

27. *А.Л., Филахтов и др.* ***Опыт возведения сооружений методом "Стена в грунте".*** Будiвельник, Киев - 1981.

28. *М.И., Смородинов и др.* ***Устройство фундаментов и конструкций способом "Стена в грунте".*** Стройиздат, Москва - 1972.

29. *Н.Ф., Федоров, С.Ф., Веселов.* ***Городские подземные сети и коллекторы.*** Стройиздат, Москва - 1972.

30. *М.И., Смородинов.* ***Подземная урбанистика.*** Знание, Москва - 1983.

31. *В.А. Ивахнюк.* ***Строительство и проектирование подземных и заглубленных сооруженийю*** Изд - Ассоциации строительных вузов, Москва - 1999.

32 *Москомархитектура.* ***Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве*** Москва 1999

33 *СНиП 3.02.01-87* ***Земляные сооружения, основания и фундаменты. 13. Сооружения, возводимые способом "Стена в грунте".*** Москва, 1999

34 *唐业清 李启民 崔江余* **基坑工程事故分析与处理** 中国 建筑工业出版社 北京 1999

35 *高大钊*主编 **深基坑工程** 机械工业出版社 北京 1999

36 *余志成 施文华* 编者 **深基坑支护设计与施工** 中国建筑工业出版社 北京 1998

37 *JGJ 120-99* ***Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation excavations (in Chinese)*** Bejing - 1999.

38 *Nguyễn Bá Kế* ***Xây dựng công trình ngầm đô thị theo phương pháp đào mở*** NXB Xây dựng, Hà nội 2006

39 *C Baudun* ***Uncertainties and their relevance for the design of deep excavations near existing structures.*** BESIX,Belgium,University of Belgium; cbaudutuin@besix.com

40 *C Y Ou, J T Liao, W L Cheng* ***Building reponse and ground movements induced by deep excavation*** Geotechnique. 50, N°3, 2000.

MỤC LỤC

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG HỐ MÓNG SÂU

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản :

TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập :	TRẦN CƯỜNG
Chế bản :	LÊ THỊ HƯƠNG
Trình bày bìa :	NGUYỄN HỮU TÙNG
Sửa bản in :	TUẤN HOÀNG
Hình :	THU HOÀI